



5 artikler til NGM 88

Lund, Willy

Publication date:
1988

Document Version
Early version, also known as pre-print

[Link to publication from Aalborg University](#)

Citation for published version (APA):
Lund, W. (Ed.) (1988). *5 artikler til NGM 88*. Aalborg Universitetscenter, Inst. for Vand, Jord og Miljøteknik, Laboratoriet for Fundering.

General rights

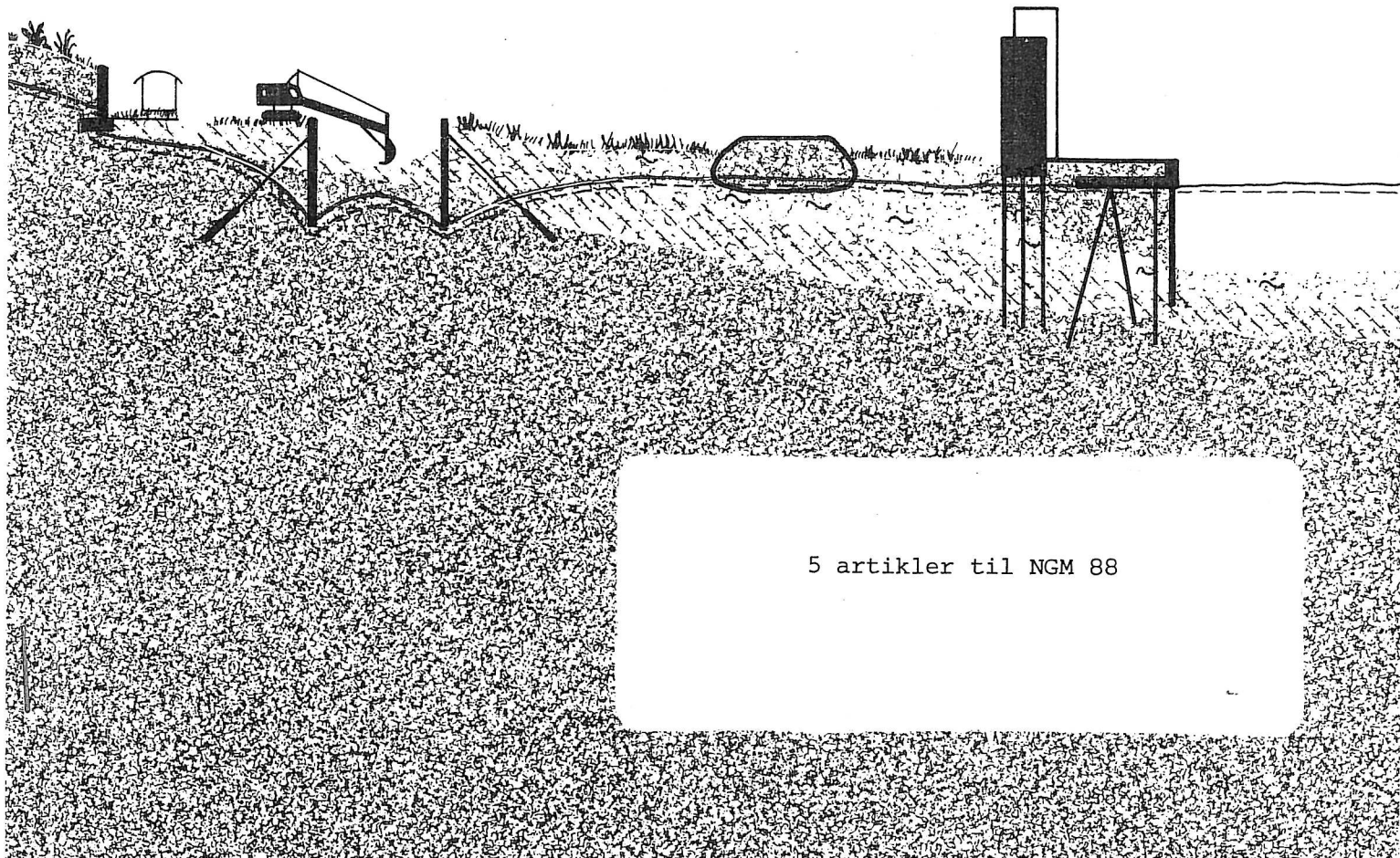
Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal -

Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us at vbn@aub.aau.dk providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

LABORATORIET FOR FUNDERING
INSTITUTTET FOR VAND
JORD OG MILJØTEKNIK
AALBORG UNIVERSITETSCENTER



INDHOLD

AFLASTNING AF KLOAKRØR VED INDBYGNING
AF BLØDT LER OVER RØRTOPPEN

M.B. Jørgensen & W. Lund

EROSION AND PORE PRESSURE GRADIENTS

Moust Jacobsen & W. Magda

HAVNEBYGNING PÅ BLØD BUND

C.S. Sørensen & C.Q. Nielsen

INTERIMSVEJE, ARMERET MED GEOTEXTIL

H. Moust Jacobsen, P. Jørgensen & L.B. Ibsen

PORETRYKSOPBYGNING UNDER CYKLISTE BELASTNINGER
MED INITIALE FORSKYDNINGSSPENDINGER

H. Moust Jacobsen

Bidrag til Nordisk Geotekniker Møde 1988 (NGM 88)
i Oslo maj 1988

5 artikler til NGM 88

AFLASTNING AF KLOAKRØR VED INDBYGNING AF BLØDT LER OVER RØRTOPPEN

M.B. Jørgensen og W. Lund

Aalborg Universitetscenter, Danmark.

ABSTRACT: Denne artikel beskæftiger sig med de jordtryk, der påvirker stive kloakrør anbragt i en ledningsgrav og omgivet af jordfyld. Artiklens baggrund er observationer og målinger, der blev udført i 1982 i forbindelse med anlægget af en større kloakledning i Aalborg Kommune. I dette projekt ønskede man at anvende uarmerede betonrør ned til største tilladelige lægningsdybde - bl.a. begrundet i prisforskellen mellem armerede og uarmerede rør. Imidlertid var der på dette tidspunkt rejst tvivl om den brudsikkerhed, man opnåede ved at følge de normale lægningsregler. Af denne grund søgtes sikkerheden forøget, dels ved at skærpe kravene til omkringfyldens komprimering, og dels ved at indbygge et eftergivende lag i fylden over rørtoppen. Der blev forsøgsvis anvendt en streng af blød, vandmættet gytje opgravet ved Limfjorden. De omtalte målinger tyder på, at der med denne fremgangsmåde faktisk blev opnået en væsentlig reduktion af den lodrette last fra jordfylden. Aflastningen indtrådte ikke straks ved lastpåførelsen, men først efter en vis "konsolideringstid".

INTRODUKTION

Spørgsmålet om, hvorledes nedgravede stive rørledninger påvirkes af den omkringliggende jord, har været et centralt problem i forbindelse med dette århundredes anlæg af tidssvarende afløbssystemer. Mange har givet bidrag til denne problematik på såvel teoretisk som eksperimentelt plan.

I almindelig beregningssammenhæng anvendes oftest en idealiseret fordelingsmodel, der opdeler påvirkningen i jævnt fordelte vertikale og horisontale tryk. På figur 1 er vist en sådan simpel model for et cirkulært betonrør med fod. Problemet kan herefter formuleres som et spørgsmål om at bestemme realistiske værdier af sidetrykket, S , vertikallasten, V_j samt dennes fordelingsbredde angivet ved topvinklen α .

En yderligere simplificeret model kan opnås ved kun at operere med vertikale lastfordelinger. En reduceret værdi af V_j kan i en sådan model kompensere for den manglende indregning af sidetrykket, S .

Med hensyn til teoretiske bestemmelser af vertikallasten V_j har det vist sig praktisk at udtrykke resultaterne ved hjælp af en belastningskoefficient λ , der sætter de fundne værdier af V_j i relation til en referenceværdi G_j bestemt som vægten af den jordsøjle, der befinder sig lodret over røret i hele dets bredde.

Kendes λ kan man herefter beregne V_j af:

$$V_j = \lambda \cdot G_j = \lambda \cdot \gamma \cdot H \cdot d_y \quad (\text{kN/m}) \quad (1)$$

Heri indgår:

γ = fyldjordens rumvægt (kN/m^3)

H = fyldens højde over rørtop (m)

d_y = rørets udvendige bredde (m)

Relevante værdier af λ blev først beregnet af amerikaneren Marston (1929-30) i de efterhånden klassiske specialtilfælde benævnt: gravtilstand (ditch condition) og dæmningstilstand (projection condition). Disse tilfælde opererer med lodrette gravvægge, symmetrisk rørplacering i gravbunden samt forudsætninger om friktionsfyld. Den karakteristiske forskel på de to tilfælde er, at gravtilstanden fører til $\lambda < 1$ mens dæmningstilstanden fører til $\lambda > 1$.

Blandt senere bidrag fra Skandinavien kan nævnes N.H. Christensen (1967), der på teoretisk og eksperimentelt grundlag har angivet værdier af λ for mellemtilstande svarende til mere almindeligt forekommende gravtværnsnit med skrå sider. N.H.C. har ligeledes opstillet beregningsforslag til brug for usymmetriske tilfælde.

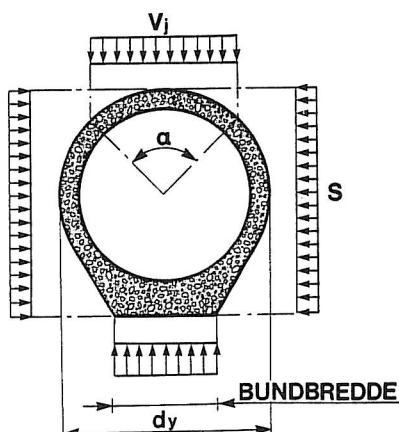


Fig. 1. Idealiseret model af jordtryksfordelingen på et nedgravet rør. (betonrør m. fod)

BÆREEVNE OG SIKKERHED

Bæreevnen af et givet kloakrør afhænger af dimensioner, materiaalegenskaber samt art og fordeling af den ydre last.

Ved angivelsen af et rørs bæreevne refereres mest hensigtsmæssigt til den vertikale linielast, Q_u , der placeret som vist på figur 2 og med veldefinerede understøtninger fremkalder brudspændinger i røret. For et fodrør regnes med, at understøtningerne er placeret 25 mm fra kanterne.

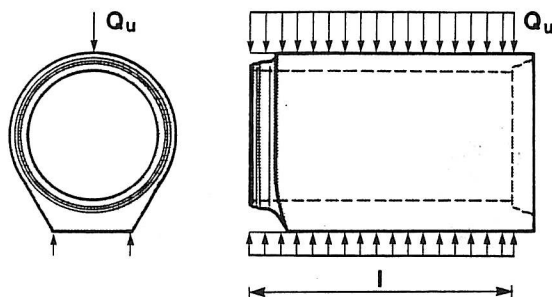


Fig. 2. Last- og reaktionsfordeling ved bestemmelse af linielast. (betonrør m. fod)

Ved prøvning måles en tilnærmet værdi af den teoretiske linielast, idet prøvningslasten Q_p kun udbredes over rørets midterste 50 cm som vist på figur 3. Det menes dog, at der kun er tale om små afvigelser.

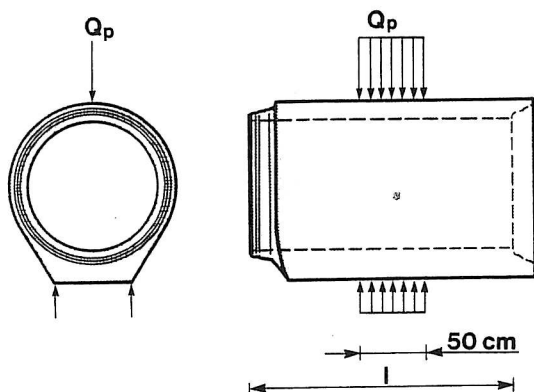


Fig. 3. Last- og reaktionsfordeling ved prøvning. (betonrør m. fod)

Hvis en jordtrykspåvirkning domineret af vertikallasten V_j (se figur 1) frembringer brudspændinger i et betonrør, må V_j på grund af lastfordelingen være større end linielast Q_u . Forholdet mellem disse to laster definerer den såkaldte "bærefaktor" f_v .

Med kendskab til Q_u , f_v samt en ønsket sikkerhedsfaktor, F , kan man herefter beregne den tilladelige værdi af V_j som:

$$V_j, \text{ till.} = Q_u \cdot f_v \cdot \frac{1}{F} \quad (2)$$

For et falsrør på fod har man i en årrække anvendt værdien $f_v = 2,15$ baseret på en elasticitetsteoretisk beregning, der forudsætter, at V_j er fordelt over en bredde svarende til $\alpha = 90^\circ$.

Der har imidlertid hersket tvivl om, hvorvidt en sådan beregning nu også var det rette udgangspunkt. Hvis man fx i stedet sammenligner de værdier af Q_u og V_j , der fører til samme lodrette flytning af rørtoppen, fås lavere værdier af f_v .

Lavere værdier fås ligeledes, hvis man antager en brudtilstand karakteriseret af revnede tværsnit med flydning i trykzonen. På dette grundlag er beregnet værdier af f_v mellem 1,4 ($\alpha = 90^\circ$) og 1,6 ($\alpha = 180^\circ$). Hvis den korrekte værdi af f_v ligger i dette område, fører de indtil for nylig anvendte lægningsregler ikke til den ønskede sikkerhed mod brud ($F \geq 1,5$).

REDUKTION AF VERTIKALLAST

Ideen om at kunne opnå en vertikal lastreduktion ved at indbygge et sammentrykkeligt lag over eller under et stift rør er naturligt affødt af den betydning, de klassiske teorier tillægger forholdet mellem de sætninger, der sker i fylden over røret og ved siden af røret. Metoden har såvidt vides været anvendt en del i USA, men også i Skandinavien har man eksperimenteret noget med denne mulighed, selvom ikke mange erfaringer endnu er rapporteret.

Blandt dem, der kendes, er nogle norske fuldskalaforsøg på cirkulære betonrør omgivet af grus. Ved disse forsøg, der blev udført i 1976, anvendtes bløde måtter af mineraluld anbragt over rørene. Observationer indikerede, at disse havde en aflastende virkning.

En sådan virkning er yderligere bekræftet gennem en serie modelforsøg i DIAB's centrifuge, hvor påvirkninger på et cirkulært rør i sand blev målt med og uden indlagte filtmåtter, (Hugo Larsen, 1979).

I det følgende beskrives et "fuldskalaforsøg" i Aalborg, hvor man som sammentrykkeligt element forsøgsvis valgte at indbygge en streng af blødt, vandmættet ler (gytje) over røret. Et sådant materiale var netop til rådighed, idet der samtidig med kloakprojektet blev foretaget uddybninger til en marina i et nærliggende område ved Limfjorden, præget af postglaciale aflejringer af normalkonsolideret, marin gytje. Forsøget blev netop iværksat under indtryk af den tvivl - begrundet i det foregående - som var opstået vedrørende den sikkerhed, man opnåede ved at følge de sædvanlige lægningsforskrifter.

DEN AKTUELLE RØRLEDNING

Det omtalte projekt drejer sig om en afskærende kloakledning, der leder de samlede regn- og spildevandsmængder fra et større sydligt opland det sidste stykke frem til "Rensningsanlæg-Vest" beliggende ved Limfjorden i Aalborgs vestlige udkant.

De anvendte rør er store uarmerede betonrør udformet som falsrør med fod. Rørens dimensioner og opgivne styrkemål fremgår af figur 4.

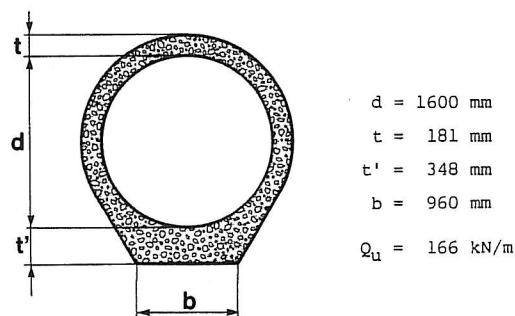


Fig. 4. De aktuelle rørdimensioner.

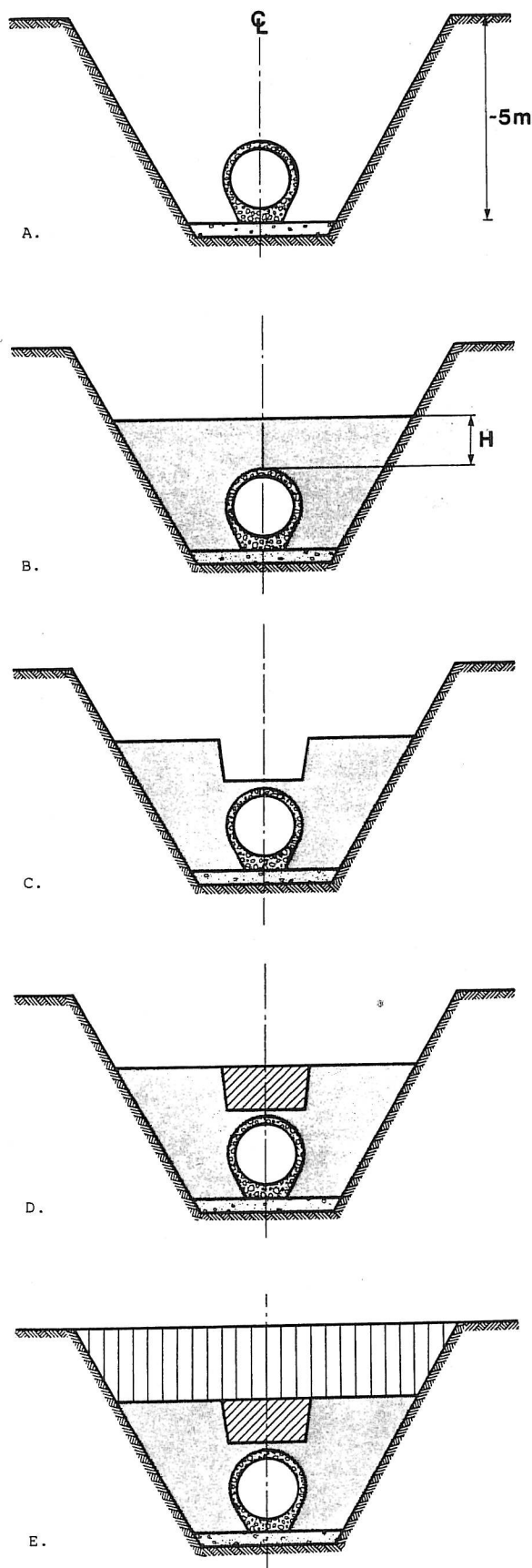


Fig. 5. Trinvis illustration af den benyttede fremgangsmåde ved lægning og tilfyldning.

LÆGNINGSPROCEDUREN

Lægningsprocedurens forskellige trin er skitseret på figur 5. Til de enkelte faser skal knyttes følgende supplerende oplysninger:

- Under udgravningen anvendes sugespids i begge sider, idet naturligt vandspejl er 1,5 m under terræn. Der udgraves med anlæg $a = 1,5$ og ekstra bundbredde.
- Omkringfylden (enskornet sandfyld) udlægges lagvis, og komprimeres til 96% SP. Der opnås med nogen variation et middelporetal $e = 0,55$. Der opfyldes til $H = 1,3$ til $1,6$ m.
- Der udgraves en rende ca. 2 m bred og ca. 1 til 1,3 m dyb.
- Renden opfyldes med blød gytje. Derefter afdækkes med en fiberdug.
- Videre opfyldning til terrænniveau. (Tilbagefyldt jord eller sandfyld).

INSTRUMENTERING

Det tilknyttede måleprojekt omfattede instrumentering af 3 betonrør, der senere blev indbygget i 3 forskellige stationer.

Instrumenteringen tog sigte på bestemmelse af karakteristiske rørdeformationer alene gennem målinger af diverse længdeændringer. Figurerne 6 og 7 illustrerer de valgte måleprincipper.

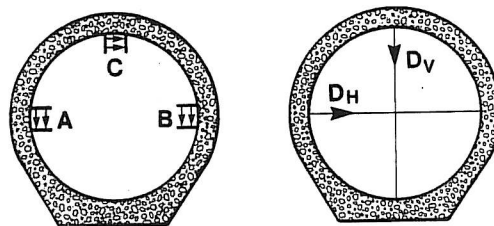


Fig. 6. Måleprincip. Pilene markerer de afstande, hvis ændringer måles.

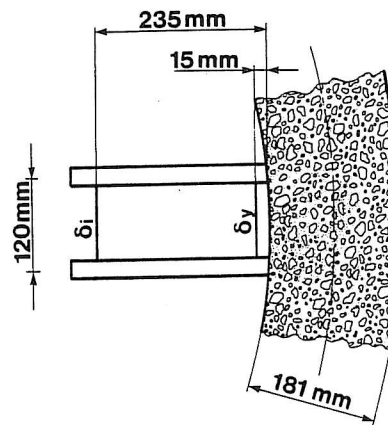


Fig. 7. Detalje af målearrangement i punkterne A, B og C.

I punkterne A, B og C indvendig i røret måltet to steder afstandsændringen imellem to målepinde monteret i indstøbte bøsninger i rørvæggen. Figur 7 viser en detalje af dette arrangement. Med de angivne mål og betegnelser kan følgende tøjningsstørrelser da bestemmes:

$$\text{Gensidig vinkeldrejning, } \gamma = (\delta_v - \delta_i) / 220$$

$$\text{Middel-sammentrykning, } \epsilon = (\delta_v + (\delta_v - \delta_i) \cdot 0,48) / 120$$

Som vist i figur 6 måltet endvidere længdeændringerne af den vertikale diameter D_v og den horisontale diameter D_h . På grund af de meget små målestørrelser var det nødvendigt at udvikle specielle måleinstrumenter baseret på strain-gauges. Disse er påklæbet en tynd stål fjeder, der spændes eller afspændes, når en målestrækning ændrer længde. Systemet tillader jævnlig kontrol af måleinstrumentets 0-punkt.

Instrumenteringen blev foretaget, mens målerørerne endnu befandt sig på fabrikken. Inden transporten til byggepladsen blev målerørerne anbragt i fabrikkens prøvestand og udsat for en prøvningslast op til ca. 60% af liniebrudlasten.

På figurerne 8 og 9 er vist de vigtigste kalibreringsresultater. Figur 8 viser arbejdskurverne for differensen, $(\delta_v - \delta_h)$, mellem sammentrykningen af vertikal og horisontal diameter, mens figur 9 viser arbejdskurver for toppunktets gensidige vinkeldrejning, γ_c . Disse deformationer er valgt som udgangspunkt for sammenligninger, fordi en uheldig virkning af temperaturvariationer her er elimineret.

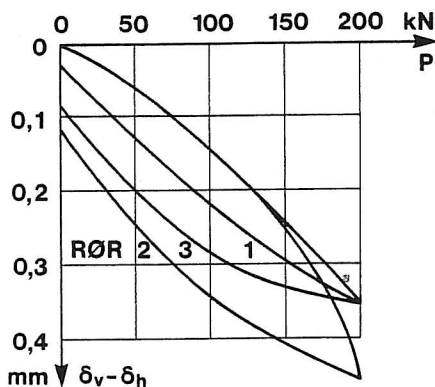


Fig. 8. Arbejdskurver målt i fabrikkens prøvestand.

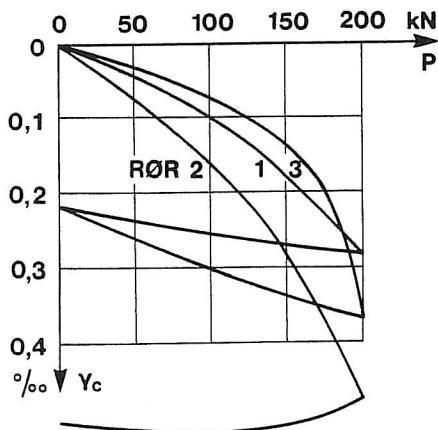


Fig. 9. Arbejdskurver målt i fabrikkens prøvestand.

MÅLERESULTATER

Til de planlagte målinger skal på forhånd knyttes følgende kommentarer:

Bedømt ud fra arbejdskurverne (figur 8 og 9) ser rør 1 ud til at være mest intakt, mens især kurverne for rør 2 kan tolkes at udvise tegn på revnedannelse. Rør 2 blev i øvrigt ret kort efter indbygningen sat ud af funktion på grund af en oversvømmelse, der kortsluttede og ødelagde de elektriske installationer. Rør 3 var kun delvis instrumenteret, og værdien af målingerne fra dette rør blev yderligere svækket på grund af store frem- og tilbagesving i 0-punkter samt en ubejlignende udskiftning af en defekt flytningsmåler.

Som følge heraf anvendes kun målinger fra rør nr. 1 ved de følgende vurderinger. Det er endvidere valgt at anse deformationsstørrelserne $(\delta_v - \delta_h)$ samt γ_c som de mest hensigtsmæssige og rimelige at basere en vurdering på af 2 grunde:

- 1) de er bestemt ud fra de største måleværdier. (flytningerne i punkterne A og B var meget små)
- 2) de er temperaturafhængige. (temperaturvariationerne var større end forudset)

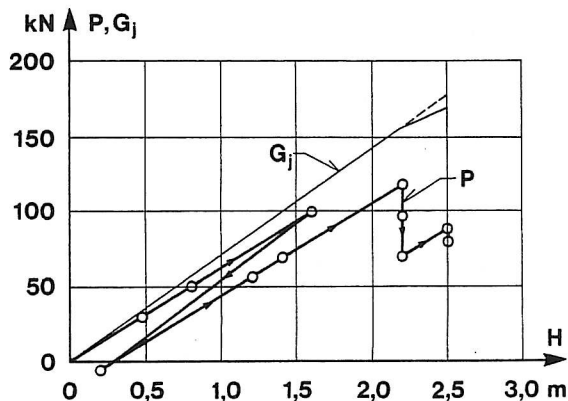


Fig. 10. Variation af jordlasten på målerør 1 angivet som den prøvningslast, P , der fremkalder samme værdi af deformationen $\delta_v - \delta_h$. Til sammenligning er vist referencelasten G_j . H er fyldhøjden over rørtop.

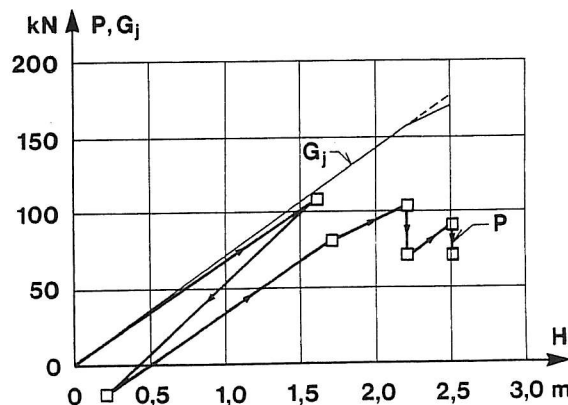


Fig. 11. Variation af jordlasten på målerør 1 angivet som den prøvningslast, P , der fremkalder samme værdi af deformationen γ_c . Til sammenligning er vist referencelasten G_j . H er fyldhøjden over rørtop.

Det var først muligt at påbegynde målingerne på et tidspunkt, hvor sidefylden var udlagt og komprimeret. Virkningen heraf er altså ikke registreret. Fyldhøjden over rørtop, H , var således 0 ved målestart.

på figur 10 er vist en sammenhæng imellem fyldhøjde over røret, H , og prøvningslast, P , der giver samme værdi af $(\delta_v - \delta_h)$ som målt under tilfyldningen. Den første aflastning hidrører fra udgravningen af den omtalte rende (figur 5,c). Ved bestemmelsen af P er anvendt arbejdskurven for rør 1 på figur 8. Det er antaget, at alle aflastningskurver og genbelastningskurver er ligedannede med de målte primærkurver.

på figur 11 er vist en tilsvarende sammenhæng imellem fyldhøjden H og den prøvningslast P , der svarer til den målte værdi af γ_c . Her, er på samme måde som før anvendt arbejdskurven for rør 1 på figur 9. Både figur 10 og 11 angiver samtidig den til H svarende referencelast, G_j .

TOLKNING OG KONKLUSION

Som det ses af figurerne 10 og 11 giver de valgte sammenligninger et nogenlunde samstemmende billede af fyldbelastningens udvikling.

Ved opbygning af et lag af komprimeret sandfyld over røret til højden $H = 1,6$ m udsættes røret for en påvirkning svarende til en prøvningslast på 90 - 95% af referencelasten G_j , (G_j er beregnet med en generel rumvægt $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$).

Ved udgravning af den omtalte rende reduceres H til 0,2 m umiddelbart over røret, mens H stadig er 1,6 m over sidefylden. Dette er måske forklaringen på, at aflastningseffekten er lidt større end den forudgående belastning.

Ved fyldning af renden samt under den videre opfyldning øges påvirkningen i samme takt som ved første oplastning.

Ved fyldhøjden $H = 2,2$ m forekommer en pause på ca. 1 uge i tilfyldningsarbejdet. I dette tidsrum angiver målingerne en reduktion af påvirkningen på 30 - 40%.

Herefter opfyldes videre til $H = 2,5$ m, hvorefter der igen holdes en pause på ca. 1 uge. Igen udviser målingerne tegn på en aflastningseffekt. ("Knækket" på G_j -kurven skyldes virkningen af, at grundvandsspejlet stiger op over rørtoppen.) Målingerne måtte desværre afbrydes inden den afsluttende tilfyldning svarende til $H = 3,2$ m.

På det foreliggende grundlag synes det rimeligt at konkludere, at de anvendte forholdsregler, nemlig skærpede krav og skærpet kontrol m.h.t. sidefylden samt indbygning af en streng af blødt ler over rørtoppen, har ført til en aflastningseffekt som forventet. Målingerne antyder en virkning svarende til mindst 30%, Aflastningen sker ikke øjeblikkeligt, men kræver en vis tid svarende til, at en konsolideringsproces skal nå at forløbe.

DANSKE NORMER OG STANDARDER

Det skal afsluttende nævnes, at der siden det omhandlede projekt blev gennemført er sket visse ændringer af de danske standarder.

Således er det i artiklen beskrevne prøvningsarrangement (se figur 3) ændret væsentligt. Et nyt prøvningsarrangement, der overfører "linielaster" i to punkter på rørets overside - symmetrisk og svarende til $\alpha = 35^\circ$ - er fastlagt i DS 400.3.0, 1. udg. 1985.

En ny udgave af den danske lægningsnorm (DS 437, 2. udg. 1986) angiver - ved normal kontrolklasse og uden bløde indlæg - en vejledende værdi af $\lambda = 1,6$ for tilsvarende lægningsomstændigheder. Hvis man indlægger en blød streng over røret foreslås anvendt $\lambda = 1,4$. Det beskrevne forsøg tyder på, at en sådan reduktion af vertikallasten ikke er urealistisk, men snarere lidt på den sikre side.

REFERENCER

- CHRISTENSEN, N.H. 1967. Rigid pipes in symmetrical and unsymmetrical trenches. Bulletin nr. 24. The Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1967.
- LARSEN, HUGO. 1979. The effect of compressible inclusions above or below rigid pipes. Väg-och Vattenbyggen nr. 7-8, 1979.
- MARSTON, A. 1929-30. The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments. Proc. Highway Research Board 9, pp 138-170.
- YOUNG, O.C. and TROTT, I.I. 1984. Buried Rigid Pipes. Structural design of pipelines. Elsevier Applied Science Publishers, 1984.
- DS 437. Dansk Ingeniørforenings norm for lægning af stive ledninger af beton m.v. i jord. 1. udgave 1976. 2. udgave 1986.

EROSION AND PORE PRESSURE GRADIENTS

H. Moust Jacobsen, University of Aalborg

W. Magda, Technical University of Gdansk

ABSTRACT: When a water current along a permeable seabed exceeds a certain velocity, the grains begin rocking and moving along the surface, and erosion has started. The phenomenon is a combined hydraulic and geotechnical problem, when pore pressures are built up in the seabottom and upwards pore water flow toward the seabottom is created. In this paper this problem is simplified as much as possible: A water discharge flume is equipped with a sand bottom. The water flow velocity and the pore water gradient can be changed, the eroded sand mass can be measured, and the whole process recorded on video. The results from 18 tests in 3 test series are shown. The result is not surprising, but hopefully it opens up for new experiments, for instance with buried flexible pipelines, where the combination of erosion and increasing pore pressure causes severe problems.

INTRODUCTION

When a wave train passes a sandy seabed cyclic alternating shear stresses are developed and pore pressure built up, cyclic mobility and even liquefaction may take place in certain soils. If the seabed surface simultaneously is influenced by water currents erosion may also occur, eventually magnified by upwards seepage caused by pore pressure gradients.

When an offshore structure is installed, the wave load is transferred directly from the surface of the sea to the subbottom soil, and the water currents are increased when passing by the structure. The erosion is in this case normally prevented by protection of the seabed.

However, when a flexible pipeline is buried in a rather small depth below seabed, erosion protection is very cumbersome. The effect of surface waves and water currents along a seabed is combined with alternating uplift forces on the tube, when gas and oil pass through, and small deflections of the tube, when oil and gas pressure changes.

In order to study these phenomena a cooperation program was set up between The Soil Mechanics Laboratory at the University of Aalborg and The Department of Marine Civil Engineering at The Technical University of Gdansk in Poland. This paper presents the very first step of this research work. It deals with the simplified problem of simultaneous water current along a seabed and up- or downwards seepage across the seabed.

EROSION POTENTIAL

Whenever there is waterflow into a permeable seabed the hydraulic gradient necessary for the flow motion through the voids results in a seepage force on the bed particles, which is balanced by the gravity of the particles and the contact pressures between the particles. The seepage force can even be physically significant at the sand-water interface of the bed.

Interfacial bed particles are subjected to an upward force wherever water flows out of the bed or a downward force wherever water flows into the bed. If the permeable bed in question is the bottom in a sea-shore, incipient motion and sediment transport along a coast line may be affected. A careful study of this problem may lead to new solutions for the seashore

protection against erosion as well as to more consistent design criteria in the contact area of the structure and the seabed both subjected to wave and current action. Under hydraulic structures the seepage can cause piping and heaving of the bed surface and result in complete failure.

During cyclic loading pore pressures can be built up in the upper layer of the seabed and even complete liquefaction can take place. This phenomenon creates an upwards flow of water, which may cause erosion of the seabed by water current, and results in quite new conditions for structures placed on or in the seabed.

When the water flow along a permeable seabed exceeds a certain value, the critical velocity motion, it will cause erosion and sediment transport. This phenomenon is not only caused by the seepage forces on the interfacial bed particles, as described above, but also caused by the shear stress from the flowing water. If the water flow exceeded the critical velocity in the boundary layer, the sand grains can be moved. When water is flowing into the seabed the stability of a laminar boundary layer is increased as turbulence is depressed. In this case the boundary shear stress is less than it is with an impermeable seabed. When water is flowing from the seabed into the water, it will destabilize the laminar boundary layer and increase turbulence and shear stress.

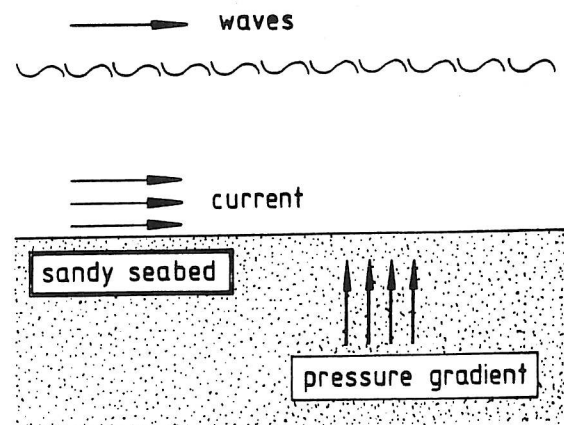


Fig. 1. Sketch for the sandy seabed and waves interaction.

TEST EQUIPMENT

Model tests on the seabed stability have been conducted in a water discharge flume (a). A layout of the research station is shown in Fig. 1. The complete test facility consisted of many individual parts and units.

The flume, 15 m long, together with the circulating storage canal provides with a closed water circuit and is equipped with an electric centrifugal pump where the water inflow can be controlled manually using the gate valve. Box (b) was made of plexiglass and dimensioned 300 x 400 x 150 mm. The box housed the sandy bed sample. Two openings in the lower part of one of the smaller walls were used for the piezometric installation and for inserting of the seepage flow tube. The box (c) was also made of plexiglass. Thanks to a different shape and construction, when comparing with the box (b), the box (c) could play a role of a trap of sand eroded from the box (b) during the test execution. An additional upper partial horizontal plate prolongs the horizontal bed section beyond the box (b). This solution helps to avoid an eventual water turbulence in a case of flow over the latter sharp edge of box (b). The slope and the horizontal approaching bottom (d) placed before the box (b) created convenient conditions for the water jet flow over the tested element of the sandy bed in the box (b). The main goal of it was to minimize the flow turbulence of the water passing over the box (b) and (c). A rise of the turbulent flow and vortices on both edges of the box (b) could be extremely dangerous resulting in a destruction of the soil skeleton structure as well as in an untimely generation of the bed erosion. The rubber ribbon gaskets (shown as thick black lines) gave a sufficiently good tightening of the box (b) and (c) along their upper longer edges and lowered the flow turbulence in a vicinity of both longer sides of the box (b). The water gate (e) was put into a position downstream after the box (c) as a protection against creation of a small "waterfall" on the box (c) edge and high flow rate over the sand sample surface just at the beginning of each test. The constant head tank (f) with overflow served as a water supply reservoir for water supply into and water drainage out of the sand bed inside the box (b). The propeller hydrometric current meter (h) and the current meter counter measured the water horizontal discharge flow velocity in the flume. The piezometer was used to indicate the pressure gradient in the sand sample.

TEST SAND

The bed material used was sand "Lund no 00" with the specific density $d_s = 2.65$. A sieve analysis was performed to obtain some characteristic parameters of the sand. A sand type was estimated as medium where the effective size $d_{50} = 0.20$ mm, the uniformity coefficient $U = d_{60}/d_{10} = 1.40$ and the coefficient of curvative $C_c = 1.03$. To have a similar density degree of the sand sample in each test a special additional box with a double sieve was designed and constructed for the sand pouring process. It was one of the demands to preserve the repeatability of the test results. The medium value of void ratio $e = 0.674$ was found in several tests before the right series of model tests. One of the most complicated problems in the present laboratory investigation was to obtain a relatively high value of the saturation degree of the sand sample. There are many documents in the world literature: Madsen (1978), Okusa (1985), Verruit (1969), from which it is quite obvious that an unsufficient saturation of a soil model makes test results extremely difficult and complex to be analysed in any way. A creation of a certain vertical pore water pressure gradient was an essential element of the conducted tests. Therefore, a suitable manner of the saturation had to be elaborated. Looking for the most appropriate way of the saturation few solutions were taken into consideration, namely: saturation forced by vacuum, gravitational saturation and saturation caused by capillary forces. Saturation was done, using a boiled water to decrease the air content in the water, in a direction from the bottom of the sand sample upwards to avoid air bubbles in the soil voids. The maximum value of the saturation degree, $S = 95\%$, was achieved from the medium rate gravitational saturation.

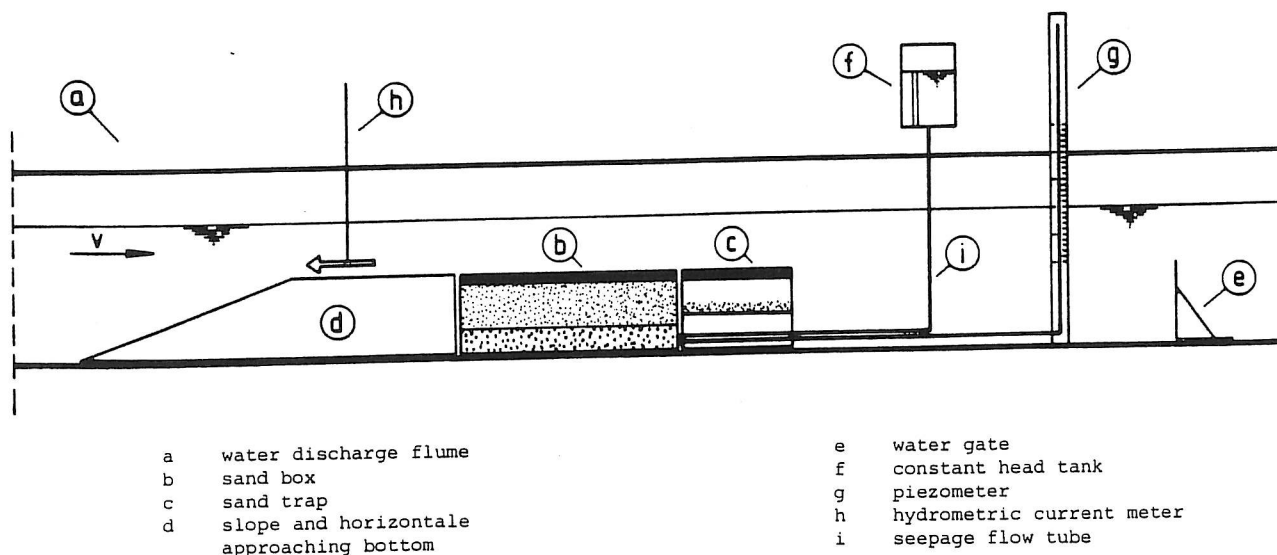


Fig. 2. Erosion potential test facility.

TEST PROCEDURE

Pouring of the sand into the box (b) was preceded by a filter layer laying onto the box (b) bottom. The main purpose of the filter was to create a uniform distribution of the water pressure below the whole sand layer. Identical pressure conditions in a horizontal cross-section of the sand sample was a fundamental requirement for the tests to be succeeded. As a final stage of the sand sample preparation was the sand pouring using a special method to have a constant value of the void ratio in each sand test and an overfilled sand was levelled by means of a metal ruler and a special unit built on a base of a vacuum cleaner. The sand bed surface levelling operation was carried out with a high accuracy, caution, and patience. Only this behaviour gave a chance not to destroy the sand skeleton structure. A delicate levelling made it possible to keep the void ratio value in the sand surface layer on the same level as a value in deeper part of the sample. Afterwards, the gravitational saturation process was performed. A critical moment in water filling of the flume, e.g. when the water level is approaching the sand bed surface, was very sensitive, and responsible operation had to be performed as slow as possible. Missing that moment, at relatively high rate of filling created a big front wave over the sand bed and destroyed the surface carefully prepared.

Incipient motion and erosion potential laboratory tests had a qualitative character and were conducted in three main parts. The horizontal water discharge flow over the plane sand bed was a common feature in all series of the investigation, simulating a sea current. The three series were differentiated by a value of the vertical pore pressure gradient inside the sand bed. The pressure gradient simulated an appearance of pressure in a sea bed under the wave action influence.

The first test series pertained to a case where the vertical pressure gradient equals zero. Each test was divided into two equal parts, each of them with a duration of 30 minutes. The flow rate was indicated during the whole test in 6 min. intervals to evaluate an average value. When the first 30 min. of the test run had been finished, the flow rate was increased up to a value which did not cause any incipient motions of the sand grains. A dry mass weight of the sand eroded from the box (b) into the box (c) was a result. The magnitude of the sand bed erosion after the first test stage was so small that the test could be successfully continued with the same sand bed sample but this time for a bigger flow rate. The second test stage was as long as the first one. Next two values of the horizontal flow rate and the eroded sand weight from the second test stage made one complete test output.

The next two series of the investigation were different from the first one. A vertical pressure gradient was generated in the sand bed (Fig. 1). During the test series no. 2 pressure gradient resulted in the vertical water flow upward through the sand bed. The value of the pressure gradient was close to this one that makes the sand bed liquified. The negative vertical pressure gradient was created in the third test series where the sand bed was affected by water inflow. A magnitude of the negative pressure gradient had the same absolute value as the positive gradient in the series no. 2.

RESULTS AND OBSERVATIONS

Eighteen laboratory tests were performed. Each of three series consisted of six experiments. Using the

measured data the resultant Figure has been drawn (Fig. 3). The Figure shows the amount of the eroded sand versus the flow rate of the horizontal water discharge over the porous sandy bed. Three curves (A: no pressure gradient, B: positive pressure gradient, C: negative pressure gradient) are put together in the Figure to make a comparison between the results from all three test series.

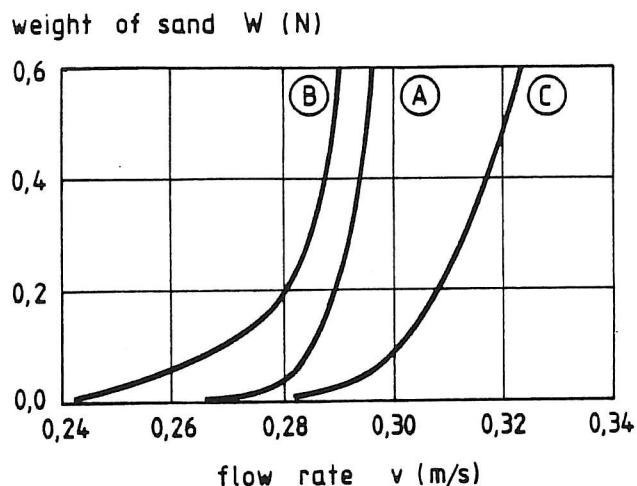


Fig. 3. Amount of eroded sand versus flow rate of horizontal water discharge over porous sandy bed.
A: no pressure gradient; B: positive pressure gradient; C: negative pressure gradient.

A sand bed inspection did not show any changes during the first stage of the test. A small difference was recorded only in series no. 2 where, due to the positive vertical pressure gradient, small ripples were formed and visible. Two or sometimes four tiny ripples were located symmetrically on both sides of the box (b) in its first section.

At the beginning of the second stage of each test the water flow rate was increased, and during a period of 30 minutes, rows of ripples were formed and developed. Three or four rows of ripples were observed. A ripple lay-out was rather symmetrical in series no. 1 (no pressure gradient), but a certain irregularity occurred in series no. 2 (positive pressure gradient). The height of ripples in series no. 1 and 2 was equal to ca. 0.5 cm and 1.0 cm, respectively. The second part of the test in series no. 3 was characterized by only two or three rows of ripples and their height was not bigger than 0.5 cm.

Dimensions of the box (b) limited a value of the horizontal flow rate which could be applied, since an amount of the eroded sand weight cannot be treated as independent from a scale of the sand bed model. For bigger values of the flow rate sand erosion became influenced more by box (b) structure than by natural conditions like a water flow over and through the sandy bed.

The photos show the creation of ripples, when water flows upwards through the seabottom (photo 1), and when water flows downwards (photo 2). Notice that the flow rate in test series no. 2 is smaller than that of the series no. 3. It is clearly shown that creation of ripples is nearly prevented by water inflow into the seabed.

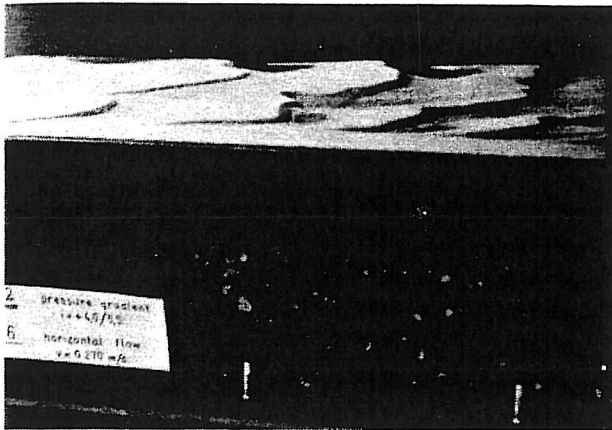


Photo 1. Sand bed surface in test series no. 2 (flow rate $v = 0.270$ m/sec after 30 min. of test run in stage 2).

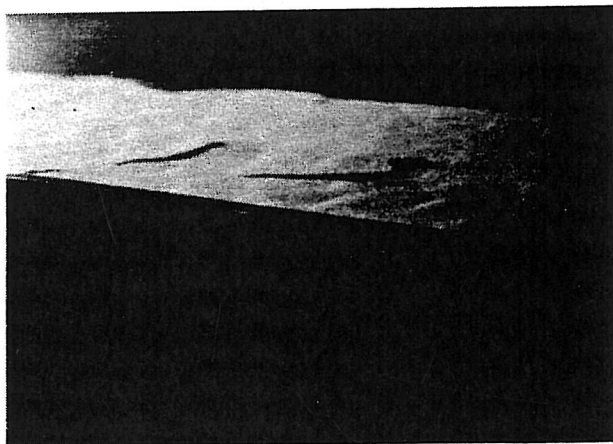


Photo 2. Sand bed surface in test series no. 3 (flow rate $v = 0.320$ m/sec after 30 min. of flow test run in stage 2).

REVIEW

Eagleson and Dean (1961) note that a permeable bed may influence incipient motion of bed particles under water waves as water flows out of the bed under a wave trough and into the bed under a wave crest.

Simons (1955) observed that extensive erosion occurred in an otherwise stable irrigation canal during a wind storm which generated waves up to two feet in height. Notwithstanding that the wave motion itself induces increased bottom velocities, Simon noted that the stability of the bed may have been destroyed by wave induced flow out of the bed.

Lane (1951) states that for seepage flow into a canal bed containing a wide range of grain sizes, the finer material is transported into the spaces between the larger material and deposited there, thereby forming a more resistant bed because of a concreting action.

Posey (1963) noted that upward flow in a porous bed downstream from a bridge pier increased sediment motion.

Blench (1962) states that he has observed piping failure in flumes resulting from the seepage flow induced by antidune waves.

In a laboratory study, Harrison (1968) concluded on the other hand that on a smooth bed, seepage had hardly any effect on incipient motion and sediment transport if the water was turbid. For flow into the bed using turbid water he also observed a concreting action that resulted in a bed more resistive to motion. Martin (1970) observed that the seepage out of the bed did not affect incipient motion measurably because the seepage force is lost once a sediment particle rocks. Seepage into the bed may either enlarge or hinder incipient motion, depending upon the relative effect of the boundary shear stress and the seepage force, both of which depend on the seepage flow. For a given hydraulic gradient the size of the sand grains is critical regarding incipient motion. For turbid water flow over the bed, fine particles of the mixture may become deposited in the bed, resulting in a concrete-like more resistant bed. Martin gave typical values of the hydraulic gradient for flow out of a canal and in an ocean bed under oscillatory waves.

The effect of fluid injection on the boundary shear stress and on the velocity distribution above smooth and rough walls has been studied by a number of investigators. Turcotte (1960) developed a theory for the laminar sublayer for fluid injection into an incompressible turbulent boundary layer. He stated that for 0.3 mm sand particles the boundary shear stress could be reduced as much as 30% by seepage out of a hydraulic smooth bed. For small values of the permeability and/or of the vertical hydraulic gradient, however, seepage has little or no effect on the boundary shear stress. Eckert et al. (1955) investigated the effect of air injection through porous rough surface on flow in channels.

The effect of suction on boundary layer control has provided much of the impetus for research on flow into a wall. There have also been studies on the effect of suction on flow through pipes. There are only few data available on the effect of suction through porous rough surfaces on the boundary layer flow characteristics. It has been shown by Dutton (1960) that for increasing rates of suction the velocity profiles become more nearly uniform and that the level of turbulence intensity is essentially reduced. The boundary shear stress is increased by suction.

CONCLUSIONS

The erosion potential of a water current along a sandy, permeable seabed subjected to pore water in- or outflow has been studied in the laboratory by performing small scale model tests in a water discharge flume.

The first test series shows the transportation of sand, when no pore water movement takes place. The weight of transported sand per 30 minutes at different flow rates is shown in Fig. 3 as curve A.

The effect of pore water flowing out of the sandy bed with a gradient of 0.73 is shown as curve B. The influence of the hydraulic gradient, even close to the critical one, seems to be rather small. It affects the threshold flow rate to some extent, but for higher flow rates, when the sand weight per 30 minutes exceeds 0.6 N, the two curves are nearly identical.

But seepage into the seabed prevents erosion by increasing the threshold flow rate and decreasing the inclination of the curve C. It is caused by the boundary shear stress as well as the seepage force both of which depends on the horizontal water flow and the seepage. This result can give positive con-

firmation of the idea of designing a seashore protection against erosion and transport of sand along the shore line by creating an artificial seepage into a porous seabed by means of submerged wells.

Observations of the sand surface during the tests indicate that the development of sand ripples has a major effect on the transportation of sand. The turbulent boundary layer is increased considerably. The movements of sand grains up and down the ripples and the movements of the ripples themselves give the water flow an important additional capability of transport since only very few sand grains are suspended in the water.

REFERENCES

- BLENCH, T. Discussion of resistance to flow in alluvial channels, by Simons, D.B. and E.V. Richardson, Trans. Amer. Soc. Civil Eng., 127, part 1, 927-1006, 1962.
- DUTTON, R.A. The effects of distributed suction on the development of turbulent boundary layers, 28 pp., Aeronaut. Res. Council. Res. Memo. 3155, London, 1960.
- EAGLESON, P.S., and R.G. DEAN. Wave-induced motion of bottom sediment particles, Trans. Amer. Soc. Civil Eng., 126, part 1, 1162-1189, 1961.
- ECKERT, E.R.G., and A.J. DIAGUILA, and P.L. DONOUGHE. Experiments on turbulent flow through channels having porous rough surfaces with or without air injection. 45 pp., Nat. Adv. Comm. Aeronaut. Tech. Note 3339, Washington, D.C., February 1955.
- HARRISON, S.S. The effects of groundwater seepage on stream regimen-A laboratory study, Ph.D. dissertation, University of North Dakota, Grand Forks, 1968.
- MADSEN, O.S. Wave-induced pore pressures and effective stress in a porous bed, Geotechnique, Vol. 28, No. 4, pp. 377-398, 1978.
- LANE, E.W. Some principles of design of stable channels in erodible material, Proc. 4th Meet. Int. Ass. Hydraul. Res., Bombay, 463-479, 1951.
- MARTIN, C.S. Effect of a porous sand bed on incipient sediment motion, Water Resources Research, Vol. 6, No. 4, pp. 1162-1174, 1970.
- OKUSA, S. Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, Geotechnique, Vol. 35, No. 4, pp. 517-532, 1985.
- POSEY, C.J. Scour at bridge piers, 2, Protection of threatend piers, Civil Eng. /N.Y./, 33, 48-49, 1963.
- SIMONS, D.B. Forces of wave motion which affect canal stability, Colorado State University, Fort Collins, 1955.
- TURCOTTE, D.L. A sublayer theory for fluid injection into incompressible turbulent boundary layer, Aerospace Sci., 27, 675-678, 1960.
- VERRUIT, A. Elastic storage of aquifers, Flow through porous media, /Ed. De Wiest, J.M./ Academic Press, New York, 1969.

HAVNEBYGNING PÅ BLØD BUND

C.S. Sørensen

Aalborg Universitet

C.Q. Nielsen

Cowiconsult AS Aalborg

SYNOPSIS

Artiklen beskriver utraditionelle principper for opfyldning bag spunsvægskonstruktioner. Normalt anvendes tung fyld i form af sand eller grus. Ved dårlige funderingsforhold kan dette princip være u hensigtsmæssigt, idet det kan medføre økonomiske spunsvægskonstruktioner. Ved en aktuel havnebygningssag - udvidelse af Lemvig Havn i Vestjylland - var det nødvendigt at udvikle nye udførelsesmetoder, idet bundforholdene på lokaliteten var særdeles ugunstige med op til 47 m postglacial gytje.

De udviklede udførelsesmetoder består i al sin enkelthed i at erstatte den tunge fyld med en lettere fyld. Ved den ene metode anvendes en let fyld med rumvægt mindre end vands rumvægt. Da indbygningen skal foregå vådt, må letfylden ballasteres på plads. Ved den anden metode anvendes en delvis let fyld med rumvægt lidt større end vands rumvægt. Indbygning af denne fyld kan foregå næsten normalt, blot man tager hensyn til den meget lave effektive rumvægt. Begge metoder blev testet i laboratoriet i målestok 1:10. Artiklen omhandler - udover udførelsesprincipper - en teknisk og økonomisk sammenligning af de behandlede utraditionelle udførelsesmetoder, sammenholdt med en "traditionel" udført pælefunderet platformskaj.

INTRODUKTION

Ved projektering af havnekonstruktioner står man ofte over for at skulle fundere i meget bløde jordarter. Dette kan medføre, at man må vælge dyre og komplicerede konstruktioner for at kunne opfylde funktionsbetingelserne.

Ved restaurering og modernisering af ældre havne, hvor bundforholdene er dårlige, opdager man ofte, at de eksisterende simple bolværker ikke blot kan udskiftes og erstattes af tilsvarende nye, men at de må erstattes af langt dyrere konstruktioner. Ved projektering af en udvidelse og modernisering af en del af Lemvig Havn kunne konstateres, at det eksisterende princip med lette træbolværkskonstruktioner bagfyldt med sten ikke kunne anvendes. Det kunne beregningsmæssigt eftervises at de reelt ingen sikkerhed havde mod brud ($F=1.0-1.1$). Forøgede krav til vanddybde og belastninger sammenholdt med ekstremt dårlige bundforhold medførte at en traditionel spunsvægskonstruktion bagfyldt med sand ikke var mulig. Derfor måtte der tænkes utraditionelt. Artiklen beskriver 3 mulige udførelsesmetoder, hvoraf de 2 er utraditionelle.

PROJEKTORGANISATION

Bygherre: Lemvig kommune

Rådgivende
Ingeniør: Cowiconsult,
Rådgivende Ingeniører AS

Entreprenør: Aug. Jørgenssen & Troelsen A/S

Herudover var der tilknyttet følgende
specialkonsulenter:

Geoteknisk
Institut: Bundundersøgelser
og styrkeparametre

AUC,
Institut 5: Modelforsøg med bølgeuro i havnen og
indbygning af letfyld

HISTORIK

Lemvig by er i lighed med andre danske købstæder grundlagt i 1100-1200 tallet. På grund af byens af-sides beliggenhed i forhold til søhandelsvejene foregik byens udvikling kun langsomt frem til midten i 1800-tallet. I 1850 etablerede byens købmænd Mathildes Pier og kort efter anlagde byen Gl. Havn. I 1907 blev Vesthavnen bygget til brug for fiskefar-tøjer.

I årene 1924-27 blev Østhavnen anlagt. Dette projekt var og er stadig set ud fra et geoteknisk synspunkt interessant. Under indpumpning af sandfyld i 1925 kunne konstateres store initiale bevægelser i gytjen, som ophørte da sandfyldningen var tilendebragt. Senere, da man i 1927 var ifærd med at uddybe foran og i fyldningen, skete der et egentligt stabilitetsbrud. Igen i 1983, da man ville udvide landområdet vest for Vesthavnen, skete der et stabilitetsbrud. Disse to brud vidner om store problemer og dermed store udfordringer ved fundering på gytjen i Lemvig. Begge brud er analyseret i forbindelse med dette projekt.

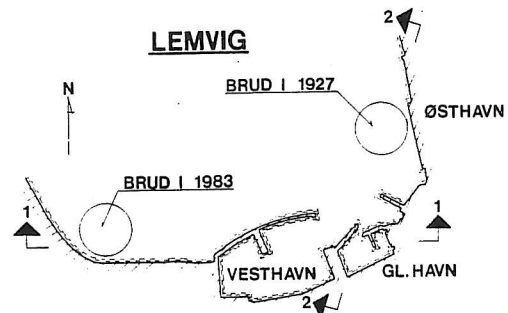


Fig. 1 Lemvig Havn

GEOLOGI

Lemvig ligger kun få kilometer nord for Weichsel - istidens hovedopholdslinje og var således dækket af is under sidste nedisningsperiode.

Tunneldalen, som udgør Lem Vig, og som byen Lemvig ligger midt i, blev dannet af kraftige smeltevandstrømme under isen. Materiale transporteret af smeltevandet blev aflejret syd for Lemvig og en hedeslette blev dannet.

Da isen var smeltet steg havet således, at de lavestliggende områder i dalen i Postglacial-tiden var oversvømmet af Littorinahavet. Littorinasedimenterne består overvejende af marin gytje med et vandindhold i dag varierende fra 50 til 150%.

Fig. 2 viser geologiske snit ved Lemvig Havn. Som det fremgår, findes der på projektlokaliteten marin gytje til en dybde af ca. 40 m.

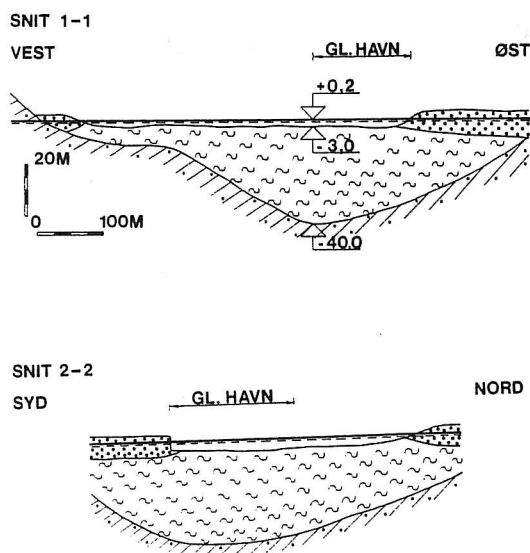


Fig. 2 Geologiske snit ved Lemvig Havn

GYTJENS STYRKEPARAMETRE

Gytjens styrke er vurderet ud fra følgende:

- vingeforsøg i borer
- triaxialforsøg på intakte gytjeprøver
- vurdering af stabilitetsbrud i Østhavnen i 1927
- vurdering af stabilitetsbrud vest for Vesthavnen i 1983

c_v :

Fig. 3

Gytjens vingestyrke fandtes at kunne udtrykkes som

$$c_v = 7.5 + 1.5 \times D \quad (\text{kPa})$$

hvor D er dybden i m under havnebunden. I borer tæt ved land er dog ikke fundet c_v -værdier under 30 kPa, årsagen skyldes konsolideringseffekt fra tætliggende konstruktioner og opfyldninger.

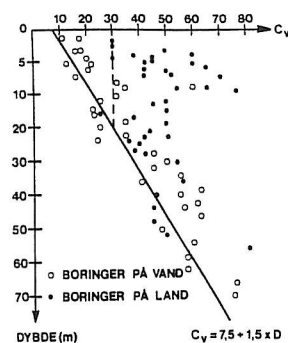


Fig. 3 Gytjens vingestyrke, c_v

c_u :

Gytjens udrænedede kohæsion er fastlagt ved udrænedede triaxialforsøg og ved gennemregning af de 10 stabilitetsbrud. De fundne c_v -værdier er sammenlignet med de fundne c_u -værdier. Her fandtes, at

$$c_u = k \times c_v$$

hvilket er i overensstemmelse med DS 415, hvoraf fremgår, at k kan beregnes efter formelen:

$$k = \frac{1.2}{1 + 0.01} \times I_p$$

hvor I_p er plasticitetsindekset.

Værdier for de beregnede k-værdier fremgår af følgende tabel:

Triaxialforsøg	0,80
Brud i 1927	0,54
Brud i 1983	0,75
DS 415	0,75

Erfaringsmaterialet bag formelen i DS 415 er omfattende, og da to uafhængige vurderinger (triaxialforsøg og bruddet i 1983) giver næsten samme værdi, synes DS 415 værdien at være korrekt.

Tilbage står værdien bestemt udfra bruddet i 1927 som er ca. 30% lavere. Der er flere usikkerheder forbundet med denne værdi, f.eks. c_v -værdier, last- og brudgeometri m.v.

Det blev besluttet at anvende den lave k-værdi til stabilitetsundersøgelser og at anvende den højde k-værdi til dimensionering af spuns m.v.

c'/ϕ' :

Gytjens effektive styrkeparametre blev vurderet af DGI udfra resultater fra udførte $c_u=0$ -triaxialforsøg og ud fra egne erfaringer.

Følgende værdier blev anvendt til dimensionering af spuns væggen:

aktivt brud	$c'/\phi' = 0 \text{ kPa}/30^\circ$
passivt brud	$c'/\phi' = 0 \text{ kPa}/110^\circ$

UDVIDELSEPLANER

Lemvig Havn har som tidligere beskrevet gennemgået en langsom anlægsteknisk udvikling. Udviklingen er hovedsagelig foregået omkring de ældre havneanlæg med mindre udvidelser af kajkonstruktioner og landarealer.

Havnen er efterhånden omkranset af byen, og der er således ikke rummelige bagarealer til havnens brugere. Vedligeholdelsestilstanden af mange af havneanlæggene er så dårlig, at en egentlig hovedindsats er påkrævet. Lemvig kommune har derfor i 1982 udarbejdet en havneplan, som beskriver havnens fremtidige udbygning og vedligeholdelse.

Det aktuelle projekt omhandler renovering af Gl. Havn, hvor sydkajstrækningen drejes således, at der etableres nyt landareal i det sydøstlige hjørne. Parallelt med østkajstrækningen etableres en ny reparationspier afsluttet med en ny dækmole. Bestående pladsarealer hæves, og havnebassinet uddybes.

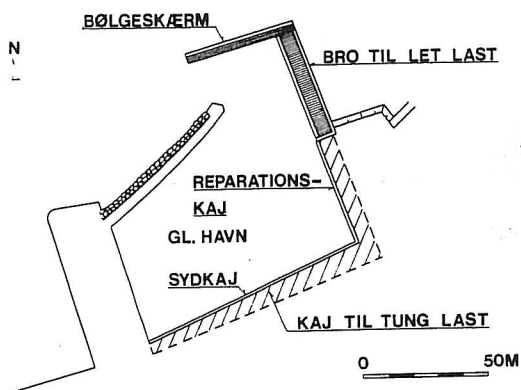


Fig. 4 Gl. Havn

LØSNINGSMULIGHEDER

Resultatet af de geotekniske undersøgelser viser at jordbundsforholdene ved Gl. Havn må betegnes som meget ugunstige selv i forhold til de generelt problematiske forhold i Lemvig Havn. Dette medfører at de påtænkte nye kaj anlæg ikke kan udføres på traditionel vis. Det har derfor været nødvendigt at gennemarbejde skitsemæssige løsningsforslag for mulige konstruktioner, for derved at finde frem til mere utraditionelle løsningsforslag.

Af økonomiske årsager har det været nødvendigt at opdele de søværts anlæg i tre afsnit, der henvises til fig. 4.

- en kaj til tung last (20 t mobilkran)
- en bro til let last (3,5 t lastbil)
- en bølgeskærm med løbebro (ingen trafiklast)

I denne artikel behandles kun kajkonstruktionen for tung last. På grund af forskellen mellem gytjens styrke- og deformationsparametre inden- og udenfor den nuværende Gl. Havns begrænsninger er det valgt at placere de tunge kajstrækninger indenfor Gl. Havns nuværende afgrænsning. Af mulige konstruktionsløsninger har vi vurderet at følgende tre konstruktionsudformninger var realiserbare for syd- og reparationskajen:

Betonkaj

Konceptet er en platformskaj med overbygning i insitustøbt beton - slapt armeret, funderet på Ø 711 x 12,5 mm stålrospæle med pælespids i moræneleret kote - 44 a - 48 m. Afstand mellem pælelæg ca. 10 m. Til sikring af eksist. kajindfatning etableres en kort stålspons. Vandrette kræfter på overbygningen optages ved et ankerspunsarrangement inde i baglandet.

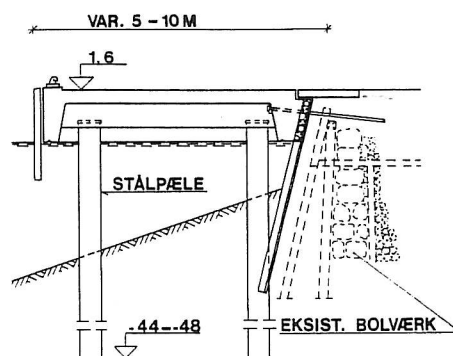


Fig. 5 Betonkaj

Den ny konstruktion er enkel i sin opbygning og virkemåde og er i princippet sætningsfri. Differenssætninger mellem eksist. bagland og ny konstruktion udlignes ved hjælp af en demonterbar sætningsplade.

Entreprenørudgifter ca. 75.000 kr./lbm. kaj.

Spunskaj med letfyld

Konstruktionen består af en traditionel rammet stålspunsvæg fastholdt af et ankerspunsarrangement i eksist. bagland. Spunsvæggens spidskote er - 11,30 m og er således "svævende" i gytjen.

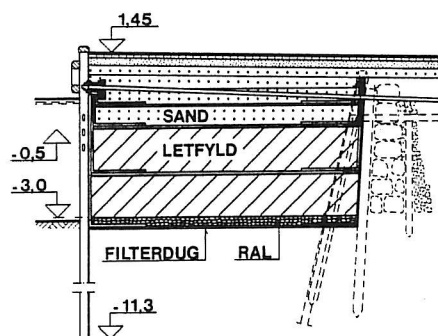


Fig. 6 Spunskaj med letfyld

Det utraditionelle ved denne løsning er opfyldning på vand bag den nye spunsvæg, idet der her anvendes letklinker med rumvægt mindre end vands. Fordelen ved denne løsning er umiddelbart at de effektive tillægs-spændinger i gytjen minimeres. Herved reduceres dels spunsvæggens længde og dimension samt sætninger af det nye bagland.

Med den viste indfyldning er sætningerne beregningsmæssigt vurderet til 0,5-1,0 cm/år. Til sammenligning kan nævnes at sætningsobservationer gennem de seneste 10 år på de eksist. bolværkskonstruktioner viser sætninger på ca. 1,0 cm/år.

Entreprenørudgifter ca. 40.000 kr./lbm. kaj.

Spunskaj med "tung" letfyld

Ovennævnte to metoder blev udbudt i licitation. Under kontraktforhandlingerne "fødtes" en ny metode om at anvende et parti fraserterede letklinker som en af letklinke-værkerne lå inde med. Denne fraserterede klinke - en såkaldt "tung" letklinke - er karakteristisk ved at være en smule tungere end den almindelige handelsvare, samt at have en rumvægt lidt over vands rumvægt og derved synker til bunds.

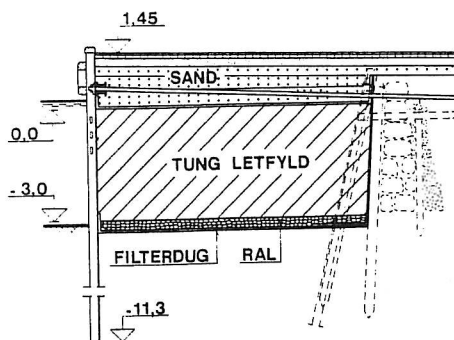


Fig. 7 Spunskaj med "tung" letfyld

Spunsvægskonstruktionen og den principielle opbygning af bagfylden er identisk med den i løsning for spunskaj med letfyld angivne.

Løsningen giver ca. 10-20% større totalsætninger i forhold til letfyldsmetoden.

Entrepenørudgifter ca. 36.000 kr./1bm. kaj.

LETFYLDENS EGENSKABER

Som letfyld er forudsat anvendt letklinker, der i Danmark kan leveres fra to værker: Leca-værket og Fibo-værket.

Letklinker er små, lette og stærke korn af klinkbrændt tegl. Råvaren er tertiært ler, som brændes i en roterende ovn ved 1100-1200°C. Ved processen ekspanderer leret. På grund af ovennævnte rotation formes leret til små afrundede korn af forskellig størrelse.

Letklinker leveres i forskellige handelssorteringer. Til letfyldsmetoden er forudsat anvendt en sortering kaldet nødder med kornstørrelse overvejende fra 10-20 mm. Til "tung" letfyldsmetoden anvendes et usorteret produkt som produceres ved indkøring af roterovnene, produktet kan nærmest betegnes som et spildprodukt.

I nedenstående skema er anført data for de to produkter.

	Letfyld	"Tung" letfyld
Styrke		
ϕ_{tr}	> 30°	> 30°
Rumvægte		
$t = 0$ γ_d , fugtigt kN/m ³	3.0	7.0
γ_m	7.0	11.0
$\gamma_m - \gamma_w$	-3.0	1.0
$t = \infty$ γ_d , fugtigt kN/m ³	5.0	9.0
γ_m	9.0	13.0
$\gamma_m - \gamma_w$	-1.0	3.0
Kornkurve		
Gennemfald:		
5 mm	0%	10%
10 mm	40%	75%
20 mm	98%	98%
30 mm	100%	100%

INDBYGNING AF LETFYLD

Letfyldens totale lagtykkelse vist i fig. 6 er bestemt udfra følgende betingelser:

- mest mulig letfyld af hensyn til minimering af tillægsspændinger i gytjen.
- min. 1.0 m fra belægningsoverkant til overkant letfyld (gennemlokning og knusning fra tung trafik).
- $\sigma'_1 > 0$ under letfyldslaget ved højvande.
- indbygning af letfylden ved ballastering.

Fig. 8, 9, 10 viser hvordan indbygningen var planlagt.

Efter ramning af spunsvæggen og etablering af ankersystemet forberedes indbygningen af letfylden i bassinet mellem den nye spunsvæg og den eksist. bolværkskonstruktion som følger:

- Først oprenses bunden for slam, herefter udlægges en filterdug og endelig afrettes med ral til bundkote -3,0. Dernæst sænkes vandspejlet 1,0 m i bassinet til kote -0,8. Vandspejls-sænkningen er bestemt som det maksimale differensvandtryk den nye spunsvæg uden forankring og det eksist. bolværk kan klare. Vanddybden i bassinet er da 2,2 m.

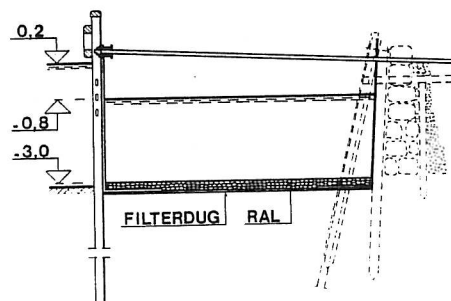


Fig. 8 Vandspejl i bassinet sænkes

- Herefter indbygges to letlinkelag på hver 1,25 m. Letlinkernes rumvægte γ og γ_m medfører at 0,62 m af det første lag vil være under vandspejlets underside til den afrettede bund er da 1,57 m.
- Inden det sidste letlinkelag indbygges udlægges en filterdug på oversiden af det første lag. Filterdugen skal sikre mod stabilitetsbrud under den følgende indbygning og ballastering. Lagets over- og underside befinder sig derefter henholdsvis i kote +0,45 og i kote -2,05. Afstanden fra letlinkelagets underside til bunden er da reduceret til 0,95 m.

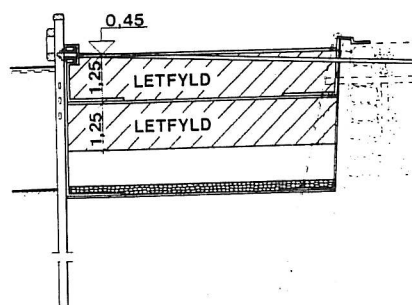


Fig. 9 Efter indbygning af 2,5 m letfyld

- Laget ballasteres ned ved hjælp af sand. Sandlaget armeres med filterduge for at sikre mod gennemlokning ved færdsel med tung trafik på kajen. For at sammenpresse letklinkelaget udføres en kortvarig grundvands-sækning i bassinet til kote -3,0. Efter hævn af grundvandsstanden udføres en traditionel asfaltbelægning.

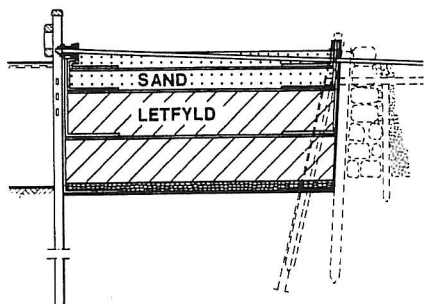


Fig. 10 Efter nedballastering af letfylden med sand

Da en sådan indbygning ikke tidligere var udført var der behov for at få afprøvet ideerne ved model-forsøg. Et sådant forsøg blev udført på Laborato-riet for Fundering på Aalborg Universitet. Indbyg-ning blev udført i et kar med dimensionerne $1 \times b \times h = 2000 \times 700 \times 700$ mm. Karet's dimensioner medførte en forsøgsskala 1:10.

Erfaringer fra modelforsøget kan sammenfattes i følgende:

- Det er særdeles vigtigt at indbygning af letfyl-den foregår jævnt, idet en forhøjning på overfla-den "spejles" under vandet. Denne bule under vandet forsvinder ikke igen.
- Letfylden kan hænge i bassinets vægge dels på grund af friktion mellem bassinets vægge og letfylden, og dels på grund af buevirkning i letfylden. Ved for-søget kunne denne effekt modvirkes af et let tryk med en hånd på overfladen. I fuld skala skønnes et let tryk fra f.eks. en rendegravers skovl at være tilstrækkelig.

INDBYGNING AF "TUNG" LETFYLD

Som letfyld anvendes et produkt med en gennemsnitlig rumvægt lidt større end vands rumvægt. Herved undgås ovennævnte vanskelige indbygningsproces, idet mate-rialet selv synker til bund. For fremtidig at undgå sætninger - specielt differenssætninger - i fylden er det væsentligt, at materialet lejres ensartet og tæt. Dette kan være vanskeligt på grund af materialets lave effektive rumvægt, ca. 1 kN/m^3 .

Som det fremgår af fig. 7, skal der indbygges let-fyld fra kote -3,0 til kote 0,0. Som før sænkes vandspejlet i bassinet under indbygningen til kote -0,8.

En egnet indbygningsprocedure, fastlagt ved model-forsøg, fremgår af følgende:

- Først opbygges en letklinkeskrænt med topkote 0.0 og med en front vinkelret på den efterfølgende indbygningsretning. Naturlig skråningsanlæg ca. 45°.
- Herefter udlægges letklinker på skræntens top. Uden brud i skrænten skrider det udlagte materi-

ale roligt ned af skrænten og lejres ensartet og tæt.

- Da ca. 10% af letklinkerne er lettere end vand vil dette materiale flyde i vandoverfladen. For ikke at få opbygget en for stor vold af dette ma-teriale foran skrænten må det løbende skovles op og udlægges bag skrænten.

En indbygning, udført i laboratoriet efter oven-nævnte procedure, blev prøvebelastet i forskellige punkter på overfladen. Kun ubetydelige differens-sætninger kunne konstateres.

KONKLUSION

Arbejdet er efter afholdt offentlig licitation i juni 1987 påbegyndt primo august 1987.

Anlægsarbejdet er inddelt i to etaper:

- 1. etape omfatter etablering af de tunge kaj-strækninger inde i den nuværende Gl. Havn og er afsluttet medio december 1987.
- 2. etape omfatter etablering af bro til let tra-fik og bølgeskærm udenfor Gl. Havn og udføres i perioden primo april 1988 - primo juli 1988.

For de tunge kajstrækninger er valgt metoden med "tunge" letklinker, hvilket dels skyldes at metoden var billigst, dels at metoden indebar rent anlægs-tekniske fordele (indbygningsmæssig) frem for de to øvrige metoder. Den eneste ulempe er, at den giver ca. 10-20% større totalsætninger i forhold til let-fyld.

Selve indbygningsprocessen af letfylden er forlø-bet nøjagtig som under laboratorieforsøgene og er således gennemført uden uheld. I skrivende stund er de tunge kajstrækninger færdiggjort og afleveret.

For løbende at kunne observere sætninger er der på såvel ny spunsvæg som ny kajgade etableret et net af nivellementspunkter.

Som det fremgår er hele udførelsen forløbet uden overraskelser og kan ganske givet anvendes på til-svarende vanskelige jordbundsforhold.

Selvom det således kun er den "tunge" letfyldsmeto-de som er afprøvet i praksis kan det stadigvæk anbefales at få afprøvet letfyldsmetoden. Specielt da den "tunge" letklinker er et spildprodukt fra fremstilling af handelsklinker og således sætter en naturlig begrænsning for de tilgængelige mængder.

REFERENCER

Kajanlæg på blød bund ved Lemvig Havn af ingeniør Jacob Sørensen
Artikel i "Ingeniøren" nr. 35 i 1927

INTERIMSVEJE, ARMERET MED GEOTEXTIL

H. Moust Jacobsen, Aalborg Universitet

Poul Jørgensen, Dansk Geoteknik A/S, Aalborg

Lars Bo Ibsen, Aalborg Universitet

ABSTRACT: Der er i tidens løb udført mange eksperimentelle undersøgelser med armeret jord, men næsten alle er udført i laboratorier. Det specielle ved denne undersøgelse er, at den er foretaget på en interimsvej opbygget til formålet under naturlige betingelser. Den er desuden meget omfattende. Artiklen viser først, at man ved konventionelle geotekniske beregninger kan få en viden om, hvorvidt det kan betale sig at påbegynde en forstærkning af interimsveje. Dernæst viser den, hvor stor virkning armering med to forskellige geotextiler har haft. Derimod angives ikke nogen dimensioneringsprocedure.

INTRODUKTION

Der er ved et samarbejde mellem Dansk Geotekniks Aalborgafdeling og Aalborg Universitetscenter udført et omfattende forsøgsarbejde med belastning af en specielt etableret interimsvej, der blev armeret med geotextiler på forskellige måder. Formålet var dels at undersøge muligheden for at anvende geotextiler til forstærkning af interimsveje, dels at opnå et grundlæggende kendskab til denne problemstilling.

Forsøgsserien skal ses som et led i den efterhånden omfattende forskning om emnet. Der er således udført mange forsøgsserier i laboratoriet til at afklare muligheden for at armere et tykt fyldlag med mange forskellige materialer, varierende fra stålstænger, bark og riste til geotextiler, fx Biquet og Lee 1975, Milovic 1977, Akimurusu og Akimolade 1981, Denver 1983, Vanicek 1983, Andrawes og McGown 1983. Det er dog påvist, at det er muligt at behandle de forskellige materialer under ét, Schlosser, Jacobsen og Juran 1983. I artiklen undersøges muligheden for at indlægge geotextil mellem de enkelte lag i vej-kassen, og det kan derfor komme på tale at sammenligne resultaterne med de nævnte arbejder.

Der er også udført laboratorieforsøg med armering af et tyndt sandlag, der underlejres af et meget elastisk materiale, fx Gourc, Matichard, Perrier og Delmas 1982 og Sørlie 1977. Der er endvidere opstillet beregningsmetoder i dette tilfælde, Giroud og Noiray 1981. De tager udgangspunkt i overvejelser om dugens form ved store sætninger.

Denne artikel vedrører en forsøgsserie på en interimsvej, der er udført specielt til formålet, men forsøgene er udført under naturlige omstændigheder. Under udførelsen af projektet har det derfor været nødvendigt at tage stilling til en række punkter, som kun en langt større forsøgsserie havde kunnet kaste fuldt lys over:

- 1) Forsøgsserien er udført i marken i et område med højtliggende grundvandsspejl og i en periode med regn. Mætningsgraden i vej-kassen ligger af den grund mellem 0.4 og 0.7, og må påvirke forsøgsresultatet ved at give kohesion i materialet, eller muligvis kapillarspændinger, der også giver et tillæg til kohesionen.
- 2) Hvis vej-kassen er relativt tynd, vil en tilstrækkelig stor belastning penetrere igennem laget og ned i den bløde underbund. Denne brudmåde kaldes i det følgende for gennemlokning. En beregning heraf

kræver et detaljeret kendskab til jordlagenes styrkeparametre og deres udvikling under brud. Gennemlokning giver så store deformationer i vej-kassen, at den maksimale styrke afløses af en mindre, nærmest residual styrke. I underbunden, der består af leret gytje, er forholdene omvendt. Her er deformationerne ikke store nok til, at den fulde styrke udvikles.

- 3) Med en relativ tyk vej-kasse kan bæreevnebrud i selve vej-kassen være farligere end gennemlokning, fx hvis vej-kassens tykkelse er 4 gange det belastede områdes diameter. Med en relativ tynd vej-kasse er gennemlokning afgjort farligst. Men grænseområdet mellem disse to tilfælde trænger til en beregningsmæssig afklaring.

For at kunne løse den stillede opgave har det derfor været nødvendigt at gøre en række antagelser og ved et omfattende parameterstudium søge at finde de begrænsninger i konklusionerne, som dette indebærer. Derfor koncentrerer denne artikel sig om at finde den armerende virkning ved at sammenligne forsøg med og uden armering. Beregningsmetoder vil blive søgt opstillet efter at afklaringen af de ovennævnte tre punkter muliggør en videre udnyttelse af materialet.

FORSØGSSTRÆKNING

Forsøgene, som ligger til grund for denne artikel, er udført på en række forsøgsefter, der tilsammen udgør et areal på ca. 6 x 40 m.

Kriterierne for udvælgelse af materialer og mægtigheder af de lag, der indgår i konstruktionen, er baseret på, at anvendelsen skal relateres til praktisk vejbygning, såvel permanente veje som interimsveje i Danmark. Da formålet med undersøgelsen er at vurdere geotextilers indvirkning på vejens bæreevne, er der udført ens forsøgsefter dels med og dels uden geotextiler indlagt.

Principperne for forsøgsefternes opbygning er vist på fig. 1 og er følgende: De enkelte forsøgsefter er udført i grupper, således at forsøgseft 0-III er udført på én gang, tilsvarende forsøgseft IV-VII. De resterende efter er herefter opbygget efter en foreløbig bearbejdning af de første forsøgsresultater. Forsøgseft 0 er udelukkende til afprøvning af apparatur og forsøgsprocedure. På det enkelte forsøgseft er der indledningsvist foretaget en afværgning af vækstlag og øvre stærkt rodinficerede lag.

Bundsikringen er komprimeret til et poretal på 0.37-0.50 svarende til en meget fast lejring. Komprimeringen er ret ensartet for alle forsøgsfelter.

Det stabile grus er noget mere uensartet komprimeret, $e = 0.21-0.39$ svarende til varierende mellem meget fast lejret og ret løst lejret. Forholdene er dog således, at forsøgsfelt 0-III er relativt ensartet komprimeret (fast), og at forsøgsfelt VII-X er ret ensartet, relativt løst. Rumvægt og vandindhold er bestemt ved isotopmålinger, som vanskeliggøres af sten i laget.

I en del forsøgsfelter er der i vej-kassen indlagt et geotextil. I forsøgsfelterne II, III, V og VI er geotextilet udlagt på den afrettede bund inden udlægning af mekanisk stabilgrus eller bundsikring.

I de resterende forsøgsfelter anvendes kombinationer af bundsikring og mekanisk stabilt grus og der er udvalgt det ene geotextil, som er placeret dels på underbunden, dels imellem de enkelte lag i vej-kassen.

Der er anvendt 2 typer geotextiler af fabrikatet Fibertext, henholdsvis F2B og F32M. Disse 2 geotextiler er udvalgt, dels for at undersøge to geotextiler der er væsentlig forskellige med hensyn til deformationsparametre, dels fordi F2B anses for at være velegnet økonomisk set under danske forhold.

De tekniske data er opgivet til:

F2B	brudkraft 8 kN/m	bruddeformation 50%
F32M	brudkraft 9 kN/m	bruddeformation 75%

Værdierne er fundet i hurtige bredholdertests uden langtidsvirkning. Geotextilerne er fremstillet af polypropylen stapelfibre og tilvirket til non-woven-dug.

Efter opbygning af et forsøgsfelt er feltet afdækket med plastic for at undgå indflydelse af nedbør og dermed tilstræbe samme mætningsgrad over de enkelte forsøgsfelter.

Underbunden består af postglacialt leret gytje og er ret ensartet inden for forsøgsfeltet. Leret er under vækstlaget karakteriseret ved, at vingestyrken c_v af den øverste halve meter er højere end den underliggende ler med følgende målte middelværdier:

0 - 0.5 m dybde	$c_v = 50-55$ kPa	$W = 40\%$
0.5 - 2.0 m dybde	$c_v = 25$ kPa	$W = 60\%$

Endvidere er fundet en rumvægt $\gamma = 18$ kN/m³ og et plasticitetsindeks $I_p = 21\%$.

Det skal bemærkes, at antallet af målinger mere end 0.5 m under den afrettede flade er begrænset, da det primært er den øvre zones egenskaber, der har betydning ved forsøgstolkningen.

Der er relativ stor spredning på de mange vingeforsøg i den øvre zone. I forsøgsfelt 0-IV er vingestyrken stigende fra 0.2 til 0.4 m under bunden, medens vingestyrken aftager med dybden under de øvrige felter. Disse konstaterede forhold skyldes formentlig tilstedeværelse af enkelte rodtrævler og sandholdige lag, samt at afrømningen er foretaget dybere i forsøgsfelt IV-X end i 0-III.

Al afrømning og genindbygning af fyldmaterialer er gennemført uden kørsel af gravemaskinen på arealet for at undgå forstyrrelse af jordbundens naturlige geotekniske egenskaber som følge af mekaniske påvirkninger.

Vejkassen er opbygget af mekanisk stabilt grus og/eller bundsikring. Der er anvendt forskellige mægtigheder i de forskellige felter, og i VII-X er mægtighederne varieret i de enkelte felter for at undersøge flere kombinationer. De anvendte sand/grus-materialer er specificeret ved følgende:

Bundsikring: $U = 4.3$ $d_{\max} < 90$ mm $d_q = 0.09$ mm

Mekanisk stabilt grus: Kvalitet II $SE = 60\%$

I øvrigt i henhold til de i DS 401 angivne krav.

FORSØGSPROCEDURE

I forbindelse med projektet blev der udført statiske og dynamiske pladebelastningsforsøg, i alt 83. De to forsøgstyper skulle belyse vej-kassens statiske bæreevne og dennes respons på gentagne overkørsler med tunge køretøjer. For at kunne bestemme sætningerne og belastningsarealet blev der anvendt plader i stedet for bevægelige hjul. Køretøjernes hjultryk simuleres, både ved de statiske og de dynamiske forsøg, af cirkulære plader med diametrene 20 og 30 cm. Med dette valg kunne det forudsiges, at bruddet ville opstå ved at pladerne gennemlokkede vej-kassen. For at bestemme lagernes styrkeegenskaber blev der udført forsøg med en pladediameter på 10 cm, hvorved der fremkommer bæreevnebrud.

Ved pladebelastningsforsøgene blev der målt sammenhørende værdier af den påførte belastning og pladens sætning, defineret som $\delta/D =$ nedsynkning/pladediameter. Belastningen blev påført pladen med en hånddrevet donkraft og målt ved hjælp af en lastcelle placeret mellem donkraften og modholdet. Sætningerne

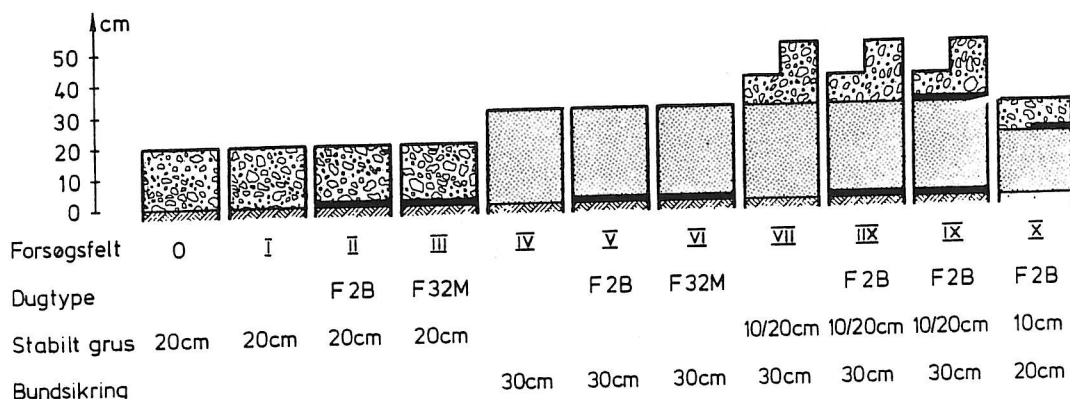


Fig. 1. Skematisk fremstilling af opbygning af forsøgsfelt.

måltes ved hjælp af to RDP-transducere, der var monteret således, at evt. deformationer af jordoverfladen ikke kunne få indflydelse på målingen af pladens nedsynkning. Registreringen af måleresultaterne blev styret elektronisk fra en målestation placeret ca. 20-30 m fra forsøgssektionen.

Ved de statiske forsøg blev belastningen påført pladen med en hastighed svarende til $\delta/D = 2\%$ pr. min. De dynamiske forsøg fulgte en mere kompliceret procedure:

Ud fra de statiske forsøg skønnes en max belastning. Der påføres 10 eller 30 belastningssløjfer, idet der belastes til 50% eller 80% af max belastningen og aflastes til 0 kPa med en hastighed svarende til 1 cyklus pr. 6 sec. Når de dynamiske belastninger er påført belastes til brud/store sætninger. Hastighed $\delta/D = 2\%$ pr. min.

Forsøgene var planlagt under forudsætningen, at sætningerne δ/D ved brud ville ligge i intervallet 10-20%. Ved gennemlokning af vejkassem, dvs. med 20 og 30 cm pladerne, viste det sig imidlertid, at sætningerne, der kræves for at mobilisere styrken i underbunden og dugene, var 20-60%. Dette blev først konstateret efter, at forsøgene i sektion 0-III var udført. I øvrigt kan der ikke klart defineres en brudværdi, selv ikke ved store sætninger. For at kunne sammenligne og behandle gennemlokningsforsøgene er brudspændingen defineret som den belastning, der forefindes ved 30% sætning. De forsøg, der ikke er kørt til 30%, ekstrapoleres til bruddefinitionen ved hjælp af en gennemsnitskurve. Ved forsøgsafviklingen viste det sig, at 10 cm pladen ikke kunne generere bæreevnebrud på stabilt grus. Stabilt grus indeholder så meget groft materiale, at det ansås for umuligt at gennemføre forsøget uden skalaeffekt med plader mindre end 10 cm. Der forekommer derfor ingen forsøg med bæreevnebrud på 20 cm mekanisk stabilt grus. Brudværdien for forsøgene med bæreevnebrud er defineret som maksimumspunktet, vist på figur 2a, hvor der er optegnet en karakteristisk arbejdskurve for disse forsøg.

MULIGHED FOR FORSTÆRKNING

Der betragtes et sand- eller gruslag med velkendte styrkeparametre af tykkelsen T , der er udlagt på en blød underbund med forskydningsstyrken c_u . Spørgsmålet er nu, om bæreevnen af laget kan forstærkes ved at udlægge et geotekstil over den bløde underbund.

Det første overblik kan opnås ved at sammenligne den almindelige bæreevne af laget alene med bæreevnen ved gennemlokning, således som vist på figur 3. Bæreevnen af et tykt lag af stabilt grus vokser lineært med pladediametere, og for små plader er dette brud det farligste. For større plader vil det underliggende lags svagere styrke imidlertid slå igennem, og når pladen bliver stor nok, vil bæreevne nærme sig korttidsbæreevnen af det underliggende lag. Bæreevnen af et uforstærket sandlag er i figuren angivet med rette linier, der er punkterede, hvor de ikke er dimen-

sionsgivende. De krumme kurver viser bæreevnen ved gennemlokning, og deres placering afhænger foruden af lagenes styrkeparametre også af lagtykkelsen.

Af figuren ses for eksempel, at en 20 cm plade på stabilt grus med poretalet $e = 0.25$ har en maksimal bæreevne på ca. 500 kPa, før laget gennemlokkes, mens bæreevnen uden gennemlokning er ca. 700. Her skulle altså være gode muligheder for en forstærkning på mindst 40%. Derimod vil det ikke nytte at søge at forstærke en 10 cm plade under de samme omstændigheder. Den vil gå i almindeligt bæreevnebrud.

Metoden er en let måde at opnå overblik over forstærkningsmulighederne på, når man kender problemets parametre. Men såfremt brudformerne befinder sig i grænseområdet mellem bæreevnebrud og gennemlokning, er der mulighed for squeezing med dugens friktion mod jord som en vigtig parameter.

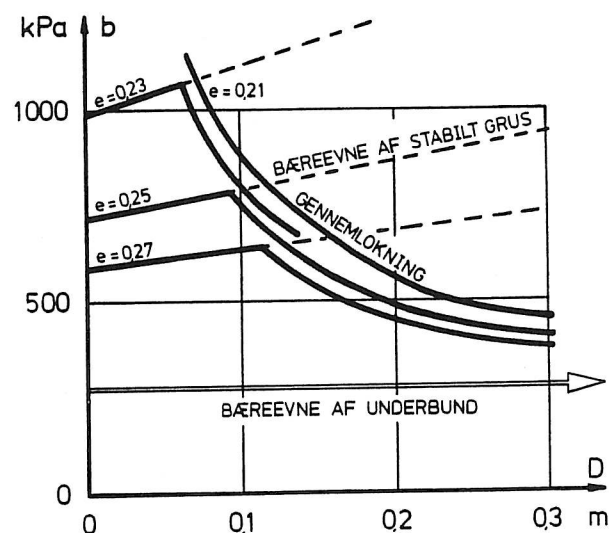


Fig. 3. Bæreevne ved forskellige brudformer.

VURDERING AF FORSØG

Forsøgsmaterialet indeholder meget forskelligartede målinger. Der er pladebelastningsforsøgene, hvis nøjagtighed er meget stor. Der er vingeforsøg i underbunden, hvis indhold af rodtrevler medfører stor spredning på resultatet. Der er bestemmelse af vandindhold og rumvægt, som vanskeliggøres af sten i aflejringer. Endelig måles lagtykkelsen med en tomme-stok i nærheden af forsøgsstedet efter forsøget.

Alligevel medfører det store materiale og anvendelsen af tre pladestørrelser en rimelig sikkerhed i fastlæggelsen af problemets geotekniske parametre. Det er således fundet, at anvendelsen af en gennemsnitsværdi af underbundens vingestyrke på 50 kPa giver ri-

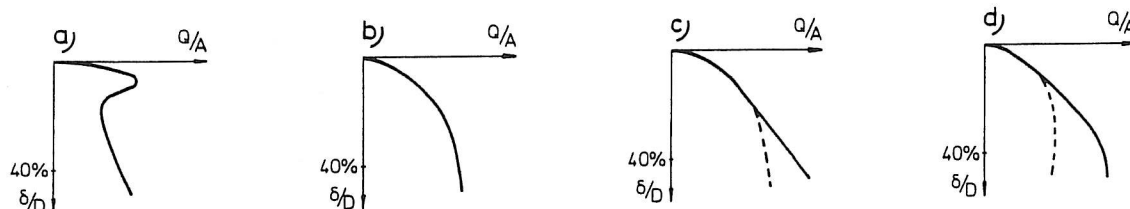


Fig. 2. Arbejdskurver for forskellige brudformer. a: almindeligt bæreevnebrud. b: gennemlokning. c: forstærkning. d: forstærkning med brud i dug eller senere bæreevnebrud.

melige resultater, medens lokale variationer ikke slår igennem på de målte bæreevner. Vandindholdene i vej-kassen svarer til en mætningsgrad på 0.4-0.7, og det var ventet at ville give store tolkningsproblemer. Imidlertid viser det sig, at kapillarspændinger og en mulig effektiv kohæsion c' tilsammen kan indregnes som fiktiv kohæsion, der for både sand og stabilt grus findes at være ca. 8 kPa svarende til, at kapillarspændingerne er dominerende og i øvrigt ens over hele forsøgsområdet.

Ved vurdering af pladeforsøgene er det ikke muligt at anvende en konsekvent bruddefinition. Der er således fundet mindst fire forskellige typer af arbejds-kurver, vist i figur 2. Styrkeparametrene, der findes på grundlag af kurverne b, c og d må antages at nærme sig residuelle parametre i vej-kassen, medens der næppe er udviklet fuldstændigt brud i underbunden. Det er fundet, at en antagelse om 90% mobilisering af den udrænnede forskyvningsstyrke i underbunden giver rimelige resultater.

STATISK BÆREEVNE PÅ 20 CM STABILT GRUS.

Der er udført 16 forsøg med langsomt voksende belastning på en meget fast lejret, stabil grus. De udgør grundlaget for kurverne i figur 3. Friktionsvinklen i det stabile grus er fundet på grundlag af 8 forsøg med tre pladestørrelser, der alle er antaget at gå i gennemlokningsbrud. Herved er fundet, at $\tan \phi = 0.21$. Størrelsen af konstanten kan synes lille, men de meget små poretryk ligger dog uden for vort erfaringsområde. Der er udført 10 forsøg med armering med to dugtyper. Resultatet herfra sammenlignes med den beregnede bæreevne uden dug i figur 4 for hver pladestørrelse for sig. Det ses, at den stive dug har en betydelig forstærkende virkning, der stiger med pladestørrelsen, nøjagtig som omtalt tidligere. Virkningen stiger med nedsynkningen, jfr. figur 2 c. Den elastiske dug forstærker den store plades bæreevne, men for de mindre plader kræves meget store nedsynkninger, før dugen træder i funktion.

Figuren viser også, at de små pladers bæreevne reduceres ved anvendelsen af den elastiske dug (?). Det kan skyldes rent elastiske fænomener. Ved forsøgene observeredes store hævnings ved aflastning.

STATISK BÆREEVNE PÅ 30 CM BUNDSIKRING.

Der er udført 21 forsøg med langsomt voksende belastning på et bundsikringsanlæg af fastlejret sand. En beregning viser, at grænsen mellem bæreevnebrud og gennemlokning ligger ved en diameter på over 20 cm, men en så stor plade vil altid gennemlokke sandlaget, og analysen har derfor ingen værdi.

Der er udført 11 forsøg med den lille plade, der alle har arbejdskurver af type a, svarende til rent bæreevnebrud.

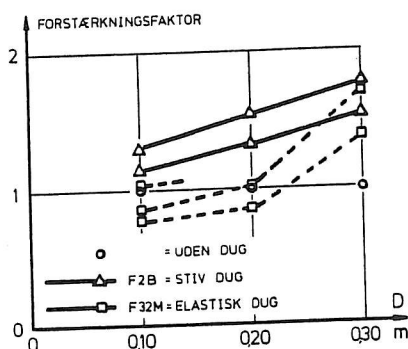


Fig. 4. Virkning af geotekstil under et 20 cm tykt lag af stabilt grus.

evnebrud. Forsøgene er vist i figur 5 sammen med en kurve, der svarer til $\tan \phi = 0.28$. Spredningen er ret stor på grund af varierende grundvandsspejl. Det viser sig, at armering med den stive dug ved store deformationer (50%) øger bæreevnen med ca. 30%. Der er ikke konstateret nogen virkning af den bløde dug.

Der er udført 9 forsøg med diametre på 20 og 30 cm. Der kan i dette tilfælde ikke konkluderes noget om virkningen af geotekstilet, fordi antallet af forsøg uden dug er for lille.

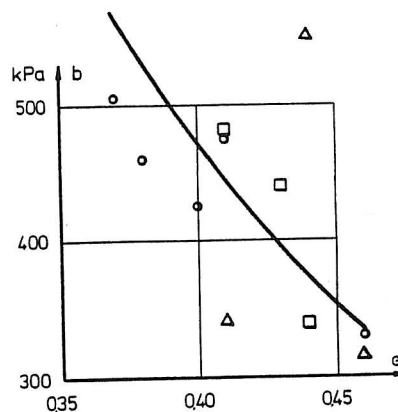


Fig. 5. Bæreevnebrud af 10 cm plade på 30 cm bundsikringsanlæg.

STATISK BÆREEVNE MED BEGGE LAG

Der er udført 25 forsøg på et lag af bundsikring med en tykkelse på 15-35 cm dækket af et lag stabilt grus med en tykkelse på 10-20 cm. Der er anvendt tre pladestørrelser og tre forskellige placeringer af dugen. Der er dog kun anvendt den stive dug.

Ved analysen af brudformen og ved sammenligningen mellem de forskellige forsøg er anvendt de styrkeparametre, der allerede er fundet ved analysen af de enkelte lag, og der er fundet meget god overensstemmelse, selv om lejringerne ikke er så faste som før.

Med en samlet lagtykkelse på 25-50 cm udviser 10 cm-pladerne bæreevnebrud. Gennemlokning vil kræve over dobbelt så stor belastning. Omvendt er gennemlokning farligst for 30 cm-pladerne. For 20 cm-pladerne kan begge brudformer optræde.

Resultatet af forsøgsserien er på figur 6 angivet som en forstærkningsfaktor, der er sat til 1 uden anvendelse af dug. I gennemsnit opnås den bedste forbedring af bæreevnen, hvis dugen placeres under et ret tyndt lag stabilt grus.








Plade-størrelse				
10cm 	1	1,8	1,5	1,5
20cm 	1	1,2	1,3	1,2
30cm 	1	1,1	1,5	1,3

Fig. 6. Forbedring af bæreevne ved armering af interimsvej med geotekstil F2B.

GENTAGNE BELASTNINGER

Virkningen af gentagne belastninger har været undersøgt i 27 forsøg med 20 og 30 cm-plader. Fra dette forsøgsmateriale skal kort refereres de væsentligste resultater uden at gå i detaljer.

Et mål for de elastiske sætninger fås som et sætningsmodul for aflastningsgrenen. Se figur 8. De blivende sætninger findes også i den aflastede tilstand. Se figur 7. De tages som et udtryk for plastiske eller irreversible tøjninger i vej-kassen og underbunden. Endvidere gøres belastningen dimensionsløs ved at indføre mobiliseringsgraden M , der er 0 for ubelastet plade og 1, når pladen er belastet til brud. Herved opdeles dugens virkning i en mulig forøgelse af sætningerne.

Virkningen af gentagne belastninger aftager som altid med voksende antal. De følgende iagttagelser knytter sig dog kun til et gennemsnit af de første 10 belastninger.

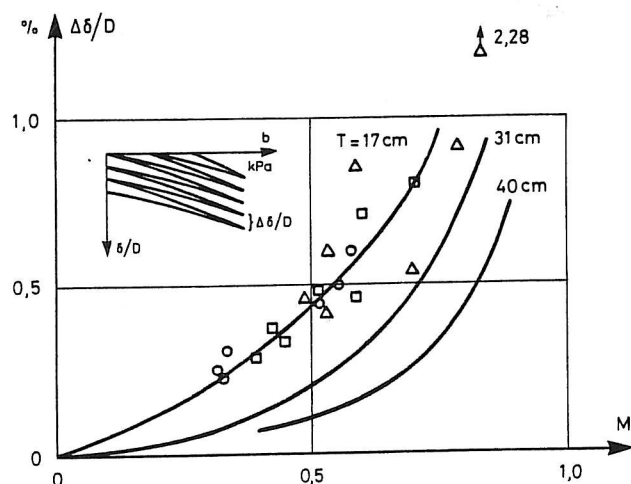


Fig. 7. Blivende sætninger pr. belastning som funktion af mobiliseringsgraden målt på de første 10 belastninger.

Den blivende sætning pr. belastning er i figur 7 vist som funktion af mobiliseringsgraden. Forsøgsresultaterne med et enkelt lag stabilt grus er indlagt, og trods nogen spredning ses den blivende sætning at være uafhængig af, om vej-kassen er forstærket eller ej.

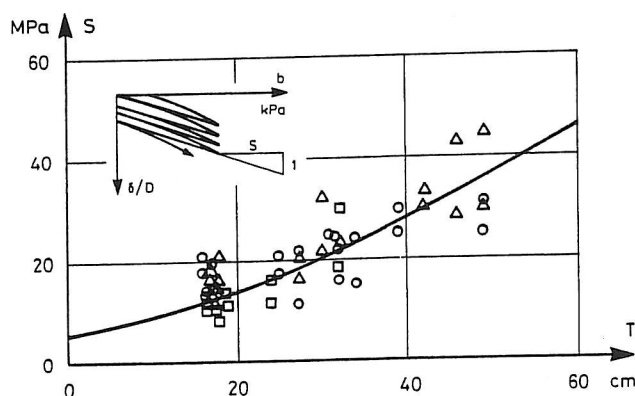


Fig. 8. Elastiske sætninger som funktion af vej-kassens tykkelse T , målt på de første 10 belastninger. Kurve svarer til trykfordeling 1:2.

Et tilsvarende resultat findes i de øvrige tilfælde, hvis gennemsnitskurver også er vist på figuren. Vej-kassens samlede mægtighed og vejens bæreevne bestemmer de blivende sætninger.

De elastiske sætninger er vist i figur 8. Det ses atter, at dugen ikke medfører forøgede sætninger. Spredningen skyldes foruden almindelig forsøgsusikkerhed, at der ikke er korigeret for vej-kassens porøretal, underbundens egenskaber eller pladediameteren. Der er indlagt en kurve svarende til trykspredning 1:2 under en 30 cm-plade. Underbunden er forudsat at være den eneste elastiske komponent.

KONKLUSION

På baggrund af et omfattende materiale fra pladebelastningsforsøg på en prøvestrækning opbygget i sektioner med forskellige lag i vej-kassen og med forskellige armeringstyper kan med nogen sikkerhed konkluderes følgende:

En interimsvejs bæreevne kan forstærkes ved armering med et geotextil. Virkningen er størst, såfremt det belastede areal er så bredt, at gennemlokning ellers er den sandsynligste brudform, men der er også fundet nogen virkning ved bæreevnebrud.

Såfremt vej-kassen opbygges i lag, har armeringen størst virkning, når den udlægges under øverste lag. Dette resultat er dog behæftet med nogen usikkerhed.

Der er anvendt geotextil af typen non-woven. Det har stor betydning at anvende et så stift geotextil som muligt.

Den armerende virkning optræder først efter store sætninger. Det er derfor bedst at anvende geotextiler i forbindelse med interimsveje. Anvendelse af geotextiler forøger ikke virkningen af gentagne belastninger (overkørsler).

Såfremt underbunden, hvorpå interimsvejen skal udlægges er givet, afhænger såvel de elastiske som de blivende sætninger hovedsagelig af vej-kassens samlede tykkelse.

REFERENCER

- BINQUET, J. & LEE, K.L. 1975. Bearing capacity tests on reinforced earth slabs. PROC. ASCE Vol. 101 NO GT 12.
- MILOVIC, D. 1977. Bearing capacity tests on reinforced sand. PROC. IX. ICSMFE. Tokyo Vol. 1.
- SØRLIE, A. 1977. The effect of pavements strenght. C.R.Coll. Int. Sols. Textiles. Paris.
- GOURC, J.P., MATICHARD, Y., PERRIER, H., DELMAS, P. 1983. Bearing capacity of a sand-soft subgrade system with geotextile. SIC Geotextiles. Las Vegas.
- GIROUD, J.P., NOIRAY, L. 1981. Geotextile-reinforced unpaved road design. PROC ASCE Vol. 107 NO GT 9.
- SCHLOSSER, F., JACOBSEN, H.M., JURAN, I. 1983. Soil reinforcement. General report. VIII ECSMFE Helsinki.
- ANDRAWES, K.Z., MCGOWN, A., WILSON-FAHMY, R.F. 1983. The behaviour of a geotextile reinforced sand loaded by a strip footing. VIII ECSMFE. Helsinki.
- DENVER, H., CHRISTENSEN, N.H., HANSEN, B., Steinfeld, J.S. 1983. Reinforcements of cohesionless soil by PVC-grid. VIII ECSMFE Helsinki.
- VANICEK, I. 1983. Laboratory investigation of the geotextile reinforcement on subsoil stability. VIII ECSMFE Helsinki.
- AKIMUSURU, J.O., AKINBOLADE, J.A. 1981. Stability of loaded footings on reinforced soil. PROC ASCE 107. GT6.

PORETRYKSOPBYGNING UNDER CYKLISKE BELASTNINGER MED INITIALE FORSKYDNINGSSPÆNDINGER

H. Moust Jacobsen Aalborg Universitet

ABSTRACT: Der er udført en række triaksialforsøg med harmonisk svingende stempeltryk omkring en anisotrop spændingstilstand. Herved er klarlagt initiale forskydningsspændingers indflydelse på poretryksudviklingen i en sandprøve under cykliske belastninger. Der er opstillet et simpelt udtryk, der kan beskrive mobiliseringsgradens udvikling med antallet af belastninger. Såvel bruttilstande "liquefaction" som stabile tilstande, eventuelt med store tøjninger "cyclic mobility" kan på denne måde sættes i samme referenceramme.

INTRODUKTION

I 1966 skrev Seed og Lee den første artikel om liquefaction af sand under cykliske belastninger, og siden da er publiceret et meget stort antal artikler om forsøg udført i triaksialapparatet, hvor sand har været underkastet sinusformede, trekantsformede eller rektangulære belastningsvariationer. Nogle forsøg har været udført som "one way tests", hvor stempeltrykket hele tiden har været positivt. Andre er udført som "two ways tests", hvor stempeltrykket har været skiftevis positivt og negativt, og varierende mellem de samme absolutte værdier.

Ved sammenligning mellem de to forsøgstyper ses det, at liquefaction lettere finder sted i "two ways tests" end i "one way tests". Mange artikler omhandler da også det forhold, at anisotrop konsolidering forøger modstanden mod liquefaction, fx Castro og Poulus (1977), og nogle beskæftiger sig med de initiale forskydningsspændingers indflydelse helt op imod en bruttilstand, fx Luong 1980.

En undersøgelse af "two ways tests" viser da også en meget lille modstandsevne mod liquefaction. Skulle man tage disse forsøgsresultater alvorligt, måtte man forvente, at næsten alle konstruktioner, der udsættes for varierende belastninger fra vind eller bølger, måtte udsættes for bæreevnebrud på grund af liquefaction. En af forklaringerne på, at det ikke sker, er, at jorden under fundamenter altid er udsat for forskydningsspændinger før den storm, der skulle give liquefaction. Forskydningsspændingerne skyldes dels den anisotrope konsolidering af jordlagene, dels belastningen fra konstruktionen. En undersøgelse af forskydningsspændingernes indflydelse må derfor omfatte højere forskydningsspændinger end svarende til den naturlige anisotrope konsolidering.

Fænomenet, som indledningsvis er kaldt "liquefaction", består i en første fase, hvor et poretryk ændres som følge af spændingsvariationerne i udrænet tilstand. I visse tilfælde opbygges et poreundertryk, som virker stabiliserende, og tilstanden under varierende belastning bliver stationær. I andre tilfælde opbygges et poreovertryk, der nedsætter jordens modstandsevne. Muligvis optræder en stabil tilstand med store tøjninger i jorden, "cyclic mobility", eller jorden kan blive helt flydende og altså miste sin bæreevne helt. Det er den sidste tilstand, der omtales som liquefaction. Der er nogen usikkerhed om, hvordan disse forskellige tilstande præcist skal defineres.

Denne artikel er et forsøg på at kvantificere de foreliggende teorier, og ved et enkelt simpelt matematisk udtryk at redegøre for de forskellige tilstande, der er nævnt ovenfor, samt behandle virkningen af initiale forskydningsspændinger, i princippet helt op til udrænet brud. Artiklen er skrevet på baggrund af forsøg i det dynamiske triaksialudstyr, der er udviklet ved Aalborg Universitets Laboratorium for Fundering.

LABORATORIEUDSTYR

Det målesystem, der anvendes er meget moderne, men det betyder naturligvis i sig selv kun lidt for målingernes kvalitet. Det er for det første vigtigt, at der fremkaldes homogene tilstande i prøven. Det betyder, at der må anvendes et udstyr, der tillader glatte trykhoveder og en prøvehøjde, der er lig med diameteren. Alt for mange artikler bygger på udstyr med mange elektroniske finesser, men med dobbelt prøvehøjde. Under et sådant forsøg udvikles prøven normalt fra at være i en homogen tilstand til at blive opdelt i to ret stive områder, der adskilles af en brudzone. Det vides imidlertid ikke, hvornår tilstandsændringen får mærkbar indflydelse på forsøgsresultatet, og de nøjagtige dimensioner på prøvens enkelte dele kendes heller ikke. Derfor er mange artikler om forsøgstekniske detaljer vedrørende indlejningsmetoder, rekonstruktion af spændingshistorien og virkning af belastningsfrekvensen ikke særligt relevante. Det er langt vigtigere at forsøge at opnå homogene tilstande i prøven.

For det andet er det vigtigt, at kalibreringen af udstyret er i orden, og det er blevet meget vanskeliggjort at kontrollere end tidligere.

Det laboratorieudstyr, der er udviklet på Aalborg Universitet for ca. 5 år siden, er vist på figur 1. Det er udbygget med elektronik, både til styring, til registrering og til behandling af data. Det indeholder derfor en lang række faciliteter, som ikke fandtes for få år siden. Udviklingen af de forsøgsprocedurer og udførelsen af de forsøg, der ligger til grund for denne artikel, skyldes i høj grad Ballegaard og Ravn 1984, Østergaard 1986 og Risgaard Madsen 1987.

Såfremt en konstruktion påvirkes af en tilfældigt varierende naturskabt belastning, og en tidsserie er

registreret på bånd, kan den danne grundlag for forsøget. Stempelbevægelsen styres nemlig af en båndoptager eller en generator, der afsender den ønskede tidsserie til en computer. Den styrer det hydrauliske system, der bevæger nederste trykhoved. Der kan også anvendes et signal fra en computer som styresignal.

Triaksialcellen er af den sædvanlige danske type, der benytter glatte trykhoveder og en prøvehøjde, der er lig med diameteren, således at dannelsen af en skrå brudflade undgås. Der måles 1) Stempeltrykket $\sigma_1 - \sigma_3$, 2) og 3) Prøvens lodrette tøjning som en middelværdi af to målinger. 4) Poretrykket i den vandmættede sandprøves nederste endeflade. 5) Det alsidige tryk i cellen σ_3 .

Forsøgene er udrænede, og volumenet er derfor konstant. For at poretryksmålingen skal være repræsentativ for hele prøven, er det absolut nødvendigt, at alle dele af prøven er i samme tilstand, og det sker netop i denne type triaksialapparat

Signalerne fra cellen opsamles af en datalogger, der sender signalerne videre til bearbejdning på en PC'er og til udtegning på plotter, hvor en række forskellige afbildningsformer er mulige. Der foretages ofte 4000 registreringer med 6 data i hver. Dataene opsamles på diskette, og resultatet foreligger kun i form af figurer eller resultater fra bearbejdelser, foretaget af computeren.

Desuden sender dataloggeren et udvalgt signal til computeren, der sammenligner dette signal med styresignalet fra generatoren. Forskelle mellem de to signaler udløser en bevægelse af stemplet, der reagerer så hurtigt, at der ikke ses nogen forskel på de to signaler. På denne måde kan der i princippet styres på den måling, man måtte ønske. Måleudstyret kan således benyttes til tilfældigt varierende belastninger, helt op til en frekvens på 50-100 Hz.

FORSØGSMATERIALET

Der er anvendt to sandsorter, hvis kornkurver er vist på figur 2.

Vestbjergsand har en middeldiameter på $d_{50} = 0.11$ mm og et uensformighedsstal på $U = 3.6$. Forsøgene blev udført ved et poretal på 0.62, svarende til en relativ lejringstæthed på 0.77. Statistiske triaksialforsøg viste en effektiv friktionsvinkel $\phi' = 34.7^\circ$ og en effektiv kohæsion $c' = 5$ kPa. På grund af sandets indhold af meget fint materiale måtte prøven opbygges i tynde lag, der derefter blev komprimeret. Vandmætningen foregik under vacuum.

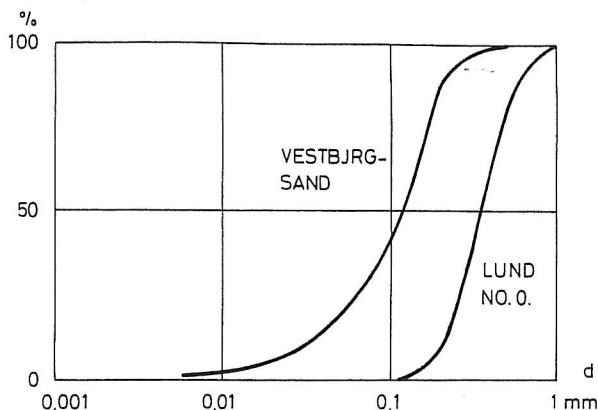


Fig. 2. Kornkurve for de anvendte sandsorter.

Lund no 0 har en middeldiameter $d_{50} = 0.4$ mm og uensformighedsstallet $U = 1.7$. Forsøgene blev udført med et poretal på 0.63 svarende til en relativ lejringstæthed på 0.7. De statiske styrkeegenskaber er fundet til $\phi' = 41.8$ og $c' = 4.5$ kPa. Prøverne blev opbygget af tørt materiale, der blev udlejret ved at falde gennem en sigte med en bestemt intensitet. Prøverne blev derefter vandmættet under vacuum, idet vandet, efter at luften var trukket ud af systemet, fyldte prøven ved naturlig strømning med lille gradient.

Alle prøverne har således været underkastet en isotrop forbelastning på tæt ved 100 kPa. Af forsøgstekniske grunde kan der vanskeligt udføres forsøg med normalt konsolideret sand, hvis det samtidig skal være vandmættet.

CYKLISKE FORSØG

De forsøg, der anvendes i forbindelse med denne artikel er alle udført ved styring af stempeltrykket. Der er anvendt harmoniske svingninger omkring et initialt stempeltryk. Frekvensen har været så lav som 0.1 Hz for at sikre, at poretrykket har kunnet nå at forplante sig til transduceren. Der vil være en forsinkelse, hvis prøven ikke er totalt vandmættet, men det har i øvrigt ikke været noget problem.

Før den cykliske del af forsøget er prøven blevet belastet anisotrop under drænede omstændigheder. Herefter er drænen blevet lukket og den cykliske del af forsøget udført. Ventilen, der lukker drænen, sidder inde i trykhovedet, således at det ydre elastiske system helt er afskåret fra at påvirke forsøgsresultatet.

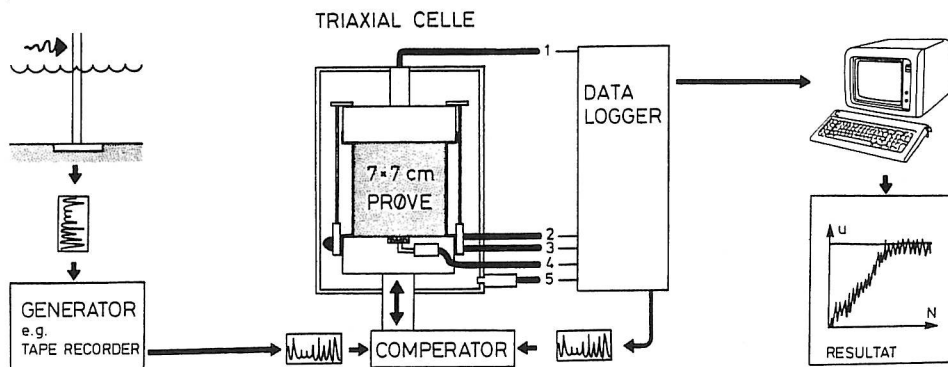


Fig. 1. Princippet i det dynamiske triaksialapparat. Der måles 1 stempeltryk, 2 og 3 lodret tøjning, 4 poretryk, 5 kammertryk.

Resultatet fra et forsøg vises i figur 3-6. Det er ikke typisk for forsøgsserierne, hertil er antallet af cykler for lille, men det er til gengæld overskueligt.

Under forsøget svinger poretrykket u i takt med stemmeltrykket, men vokser samtidig, som det ses på figur 3. Kammertrykket σ_3 , der er ca. 30 kPa, er også vist på figuren. Det repræsenterer det totale alsidige tryk, der virker på prøven. Når u får samme værdi som kammertrykket, er prøven helt spændingsløs, og bevægelserne bliver så store, at den elektroniske styring går i svingninger. Figur 3 viser således, at dette forsøg ikke kan bruges, når antallet af cykler overstiger 20.

Variationen i effektive spændinger er vist på figur 4. Den initiale spændingstilstand er markeret med en stjerne. Det ses, at belastningssløjferne i begyndelsen er meget smalle. Poretryksofbygningen får aflastningsgrenene til at blive stejlere end belastningsgrenene, hvis hældning er -4. I de bedste forsøg er denne hældning meget tæt på -3, svarende til konstant middelspænding. Det antages, at en afvigelse fra -3 skyldes manglende vandmætning. Men det har dog ikke været muligt at måle hertil svarende variationer i mætningsgraden, fordi den kun kan bestemmes med nogen usikkerhed.

Her er også indlagt en modificeret Coulombs brudbetingelse med de egenskaber, der er målt i statiske triaksialforsøg. Det ses, at overensstemmelsen mellem dynamiske forsøg og statiske forsøg findes at være overraskende stor. Fra udrænet brud i ler vides det, at forskydningsstyrken vokser med forsøgshastigheden, og det kunne også forventes her. En dynamisk brudbetingelse kan dog eventuelt findes ud fra de cykliske forsøg, og ville da give en bedre bestemt mobiliseringsgrad og en mindre spredning på de senere beregninger.

I den sidste del af forsøget nærmer spændingstilstanden sig brud i løbet af en sløjfe. Såfremt brudtilstanden indtræder blot et øjeblik, har det meget stor virkning på forsøget. Herved fremkaldes tilsyneladende de før nævnte ukontrollerbare svingninger, der afslutter forsøget.

På figur 5 ses de tilhørende tøjninger. De blivende tøjninger pr. sløjfe skyldes den initiale deviator-spænding. Når brudbetingelsen nås, ses tøjningerne at blive meget store.

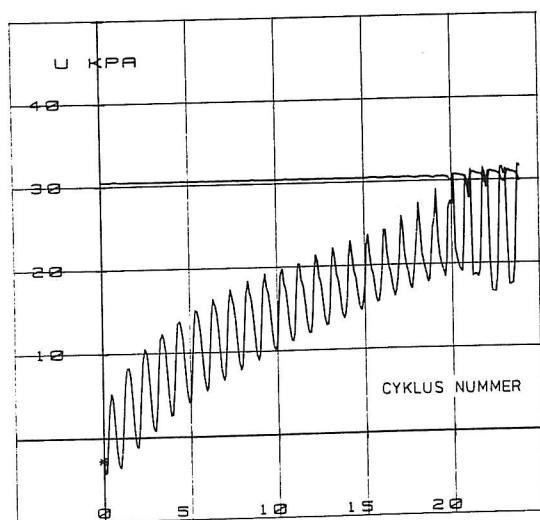


Fig. 3. Poretryksudvikling i forsøg 8733. Kammertrykket er vist som den næsten vandrette linie.

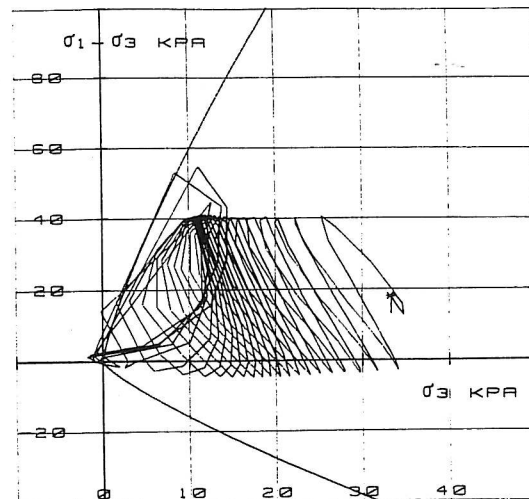


Fig. 4. Udviklingen i den effektive spændingstilstand i forsøg 8733.

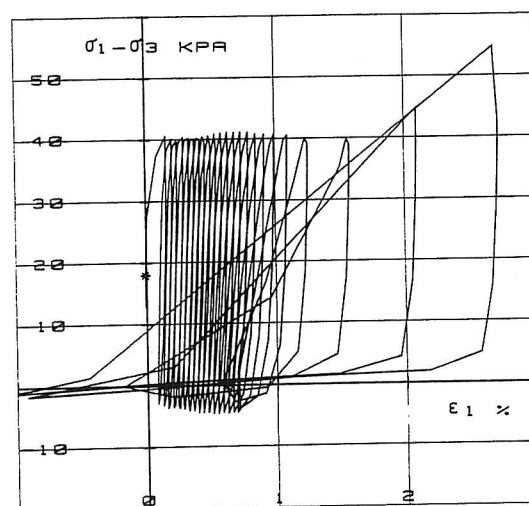


Fig. 5. Lodrette tøjningsvariationer i forsøg 8733.

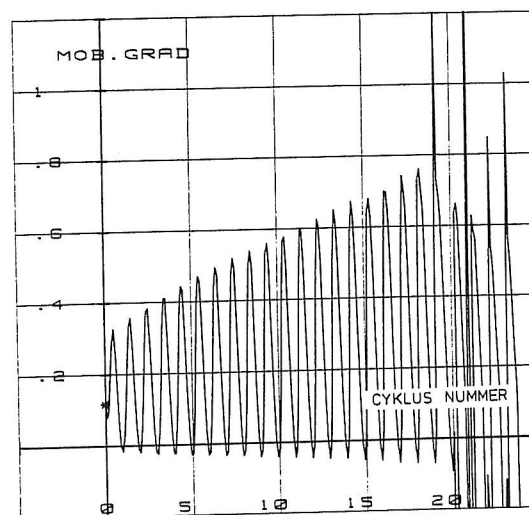


Fig. 6. Mobiliseringsgradens udvikling i forsøg 8733.

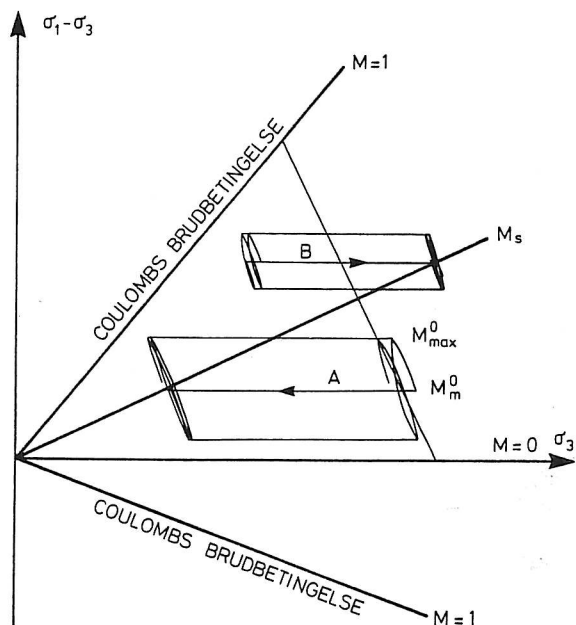


Fig. 7. Cycliske belastninger i triaksialforsøg. Eksempler på to stabile spændingsforløb A: med voksende poretryk. B: med aftagende poretryk.

MOBILISERINGSGRAD

Før en tolkning af forsøgene må spændingerne gøres dimensionsløse. Mange forskere anvender det såkaldte spændingsforhold, der defineres som deviatorspændingen $\sigma_1 - \sigma_3$ divideret med det alsidige tryk σ_3 . Herved indgår dog stadig jordens styrke, og eventuelle parametre vil afhænge af lejringsstæthed. Derfor anvendes i stedet mobiliseringsgraden M , hvor deviatorspændingen er divideret med deviatorspændingen i brud ved samme mindste hovedspænding.

Figur 7 viser et $\sigma_3, \sigma_1 - \sigma_3$ diagram, hvor Coulombs brudbetingelse for et rent friktionsmateriale er indlagt. Den rette linie med hældningen -3 har konstant middelspænding. Det tilstandsrum, som brudbetingelsen angiver i figur 7, er ikke symmetrisk om σ_3 -aksen, fordi største hovedspænding skifter fra σ_1 til σ_3 , når $\sigma_1 - \sigma_3$ bliver negativ. I dette tilfælde svarer samme middelspænding da også til en ret linie med hældningen $-3/2$. Herved fås samme numeriske brudværdi af $\sigma_1 - \sigma_3$ i brud for samme kammertryk. På figur 4 er anvendt en udvidet brudbetingelse, der angives ved en krum linie, uden at det i øvrigt berører definitionen på mobiliseringsgraden.

Strengt taget skal der også tages hensyn til, at de effektive styrkeparametre afhænger af spændingstilstanden og faktisk er større for negative værdier af $\sigma_1 - \sigma_3$. Da det imidlertid ikke har betydning for disse forsøg, er denne korrektion undladt.

Figur 4 kan nu gøres dimensionsløs, som vist i figur 6.

For at kunne behandle cykliske svingninger med initiale forskydningsspændinger, er det nødvendigt at indføre følgende definitioner:

M_m , som er middelværdien af M på den aktuelle cyklus. Den initiale værdi kaldes M_m^0 . Denne værdi skal svare til den dræned tilstand, der fandtes forud for det dynamiske forsøg. Som det ses af figur 3, er det imidlertid vanskeligt at opnå, at svingningerne bliver symmetriske fra den første cyklus. Derfor vil forsøg, der går i liquefaction efter kun 10 cykler eller mindre ikke have en veldefineret værdi af M_m^0 .

M_{max} , som er den maksimale værdi, M antager på den enkelte cyklus.

Det antages, at såfremt en belastningscyklus i gennemsnit har mobiliseringsgraden M_s , ophæves poretryksopbygningen på belastningsgrenen af faldet i poretryk ved aflastning, og tilstanden bliver stabil (Risborg Madsen 1987). M_s viser sig at være en hensigtsmæssig parameter til beskrivelse af den initiale tilstands betydning for mobiliseringsgradens udvikling med antallet af belastninger.

M_s adskiller sig fra den "karakteristiske tilstand", defineret af Loung, ved at tage hensyn til en hel cyklus under cykliske forsøg og ikke kun belastning i et almindeligt udrænet forsøg. Medens den karakteristiske tilstand svarer til en mobiliseringsgrad på ca. 0.9, er M_s langt mindre, kun ca. 0.4.

MOBILISERINGSGRADENS VARIATION UNDER FORSØG

På denne baggrund kan nu opstilles følgende teori: Under en cyklisk belastning vil middelmobiliseringsgraden M_m søge at nærme sig den stabile tilstand. Er $M_m < M_s$, svarende til forløb A på figur 6, vil der derfor opbygges et poretryk. Stabile tilstande kan opstå, når $M_m = M_s$. Men det forudsætter, at M_{max} ikke inden da overstiger 1. I dette tilfælde indtræder "liquefaction".

Mobiliseringsgradens variation med antallet af cykler kan særlig simpelt studeres i forsøg, hvor variationen af $\sigma_1 - \sigma_3$ er konstant. Hvis den konstante middelværdi kaldes m , og den konstante amplitude kaldes a , indses det let, at

$$M_{max} = k \cdot M_m \quad \text{hvor } k = (a + c)/c \quad (1)$$

En formel for M_m må opbygges, således at M_m ikke ændres, hvis $M_m^0 = M_s$. Den får derfor følgende udseende:

$$M_m = M_m^0 + (M_s - M_m^0) \cdot f(N) \quad (2)$$

hvor $f(N)$ er en funktion, der skal være 0 for $N = 0$ og 1 for $N = \infty$. Det simplest mulige udtryk er

$$f(N) = N/(N + N_0) \quad \text{hvor } N_0 \text{ afhænger af } M_m^0 \quad (3)$$

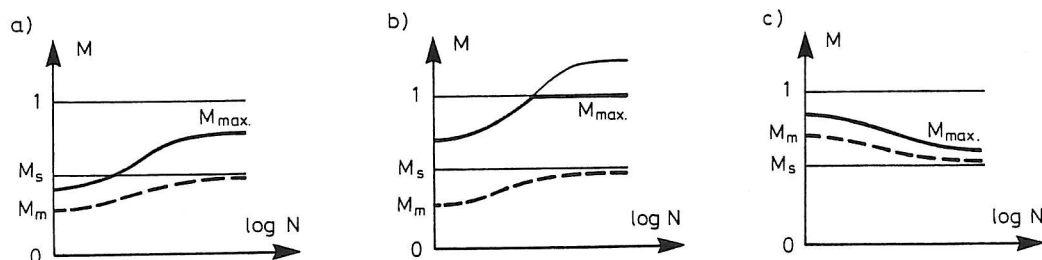


Fig. 8. Mobiliseringsgradens udvikling ved cyklisk belastning i triaksialapparat. a) Voksende M_{max} med stabil sluttetilstand. b) Liquefaction efter få belastninger. c) Stabil sluttetilstand med faldende M_{max} .

På figur 8 ses de mulige tilstandsvariationer under et forsøg. a) viser en stabil tilstand med store tøjninger, "cyclic mobility". b) viser en tilstand, hvor brudtilstanden nås, "liquefaction". c) viser en tilstand, hvor mobiliseringsgraden og tøjningerne falder, "stabilization". På denne måde kan indføres en konsekvent definition af de tre begreber.

Formelsystemet er ikke velegnet til at beskrive forsøg med $M^0 = 0$, altså forsøg, hvor der påføres lige store træk- og trykpåvirkninger. Det er imidlertid også et forholdsvis uinteressant tilfælde. Forsøgene vil nemlig i de fleste tilfælde gå i brud for trækpåvirkninger, og prøven bliver timeglasformet, samtidig med at der dannes en næsten vandret liggende brudflade. Denne brudform blev hyppigt observeret i de tidligste forsøg og omtaltes som "necking", Lee 1976. For at undgå necking anvendte F. Ballegaard og D. Ravn det kriterium, at tøjningen i tryk- og træktilstand skulle variere mellem de samme grænser. Herved fandtes den mindst mulige mobiliseringsgrad M_m^0 at være ca. 0.05.

Tabel. Oversigt over forsøg.

Forsøg nr.	σ_3 kPa	σ_{12} kPa	δ_1 kPa	M_m^0	N	k	N_0	M_s
8713	35	18	± 20	0.1	222	2.6	50	0.32
8719	34	50	± 33	0.29	331	1.87	21	0.36
8720	34	42	± 33	0.25	284	2.14	72	0.38
8726	32	35	± 33	0.22	345	2.2	28	0.32
8728	32	26	± 25	0.16	321	2.23	28	0.30
8729	33	22	± 25	0.13	315	2.40	28	0.40
8730	33	50	± 25	0.30	225	1.50	14	0.34
8731	31	75	± 33	0.48	255	1.32		0.39
8732	32	18	± 22	0.11	393	2.95	28	0.30
8740	45	40	± 33	0.12	600	2.94	40	0.28
16*	35	2.5	± 15	0.05	27	(4.76)	96	0.50)
18*	30	2.5	± 15	0.10	200	2.65	50	0.32

* Vestbjerg sand. Øvrige forsøg med Lund nr. 0.

I tabellen ses nogle eksempler på forsøg, hvor parametrene k , N_0 og M_s er bestemt ved mindste kvadraters metode for hvert enkelt forsøg for sig. Alligevel ligger M_s inden for et ret snævert interval. Forsøgene har næsten samme antal belastninger, men forskellige værdier af M_m^0 og amplitude. Forsøg 8731 har $M_m^0 > M_s$ og her konstateres udvikling af poreundertryk. Dette forsøgs stabile mobiliseringsgrad er en overgrænse for M_s .

Forskellen mellem den aktuelle M_s -værdi og middelværdien på 0.34 er kun lille. Figur 9 viser således

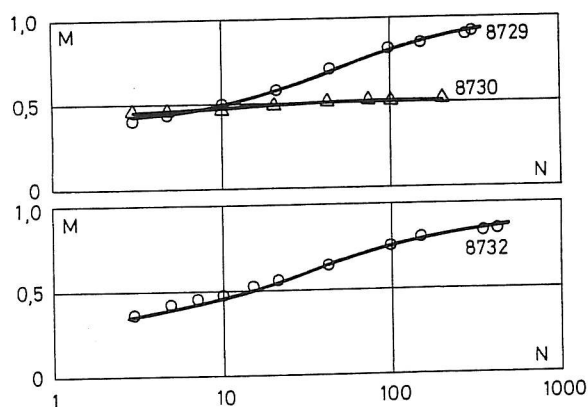


Fig. 9. Sammenligning af teoretisk beregnet variation med $M_s = 0.34$ og observationer, vist som cirkler. 8730 viser en næsten stabil tilstand.

to forsøg 8729 og 8732, hvor forskellen mellem M og gennemsnitsværdien er relativt stor, uden at det har betydning for kurverne.

Desuden vises forsøg 8730, der er meget tæt på en stabil tilstand.

KONKLUSION

På grundlag af en række forsøg med en belastning, der svinger harmonisk omkring en initial, anisotrop tilstand, er opstillet en simpel teori for stabiliseringsgradens udvikling med antallet af belastninger.

Teorien bygger på en antagelse om, at såfremt en svingning finder sted med en bestemt, gennemsnitlig mobiliseringsgrad M_s , ophæver poretrykstilvæksten på belastningsgrenen og faldet i poretryk ved aflastning hinanden, hvorved tilstanden bliver stabil. M_s kaldes den stabile mobiliseringsgrad og antages konstant for en given sandsort og lejningstæthed.

M_s er fundet til 0.33 med den her valgte definition af mobiliseringsgrad. Defineres M_s ud fra samme middelspænding bliver M_s ca. 0.5. Denne værdi er meget lavere end Loungs karakteristiske værdi, der er $M_k = 0.8 - 0.9$. M_s er da også bestemt i de cykliske forsøg, medens Loungs parameter er bestemt i statiske forsøg.

Teorien giver en mulighed for at definere de tre begreber "cyclic mobility", "stabilization" og "liquefaction", se figur 8.

REFERENCES

- ANDERSEN, K.H. 1976. Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading. BOSS 1976. Trondheim.
- BALLEGAARD, F., RAVN, D.L. 1984. Liquefaction i finsand. Afgangprojekt, Aalborg Universitet.
- CASTRO, G., POULUS, S.J. 1977. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. PROC ASCE Vol 103 GT 6.
- LEE, K.L. 1976. Fundamental considerations for cyclic triaxial tests on saturated sand. BOSS 1976. Trondheim.
- LOUNG, M. 1980. Stress-Strain aspects of cohesionless soils under cyclic and transient loading. Proc. int. symp. soils under cyclic and transient loading, Swansea, U.K.
- MADSEN, K. RISBORG. 1987. Poretryksopbygning i sand. Afgangprojekt, Aalborg Universitet.
- SEED, H.B., LEE, K.L. 1967. Dynamic strength of anisotropically consolidated sand. PROC ASCE Vol 93 GT 5.
- ØSTERGAARD, A.M. 1986. Dynamisk Triaxialapparat. Laboratoriet for Fundering. AUC.